

# **SKRIPSI**

## **STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN PONDASI TIANG BOR PADA BANGUNAN RUKO PROYEK PUNCAK *CENTRAL BUSINESS DISTRICT* SURABAYA**



**Disusun Oleh :  
AGAPSIA ENZELLA MANOPPO  
13.21.125**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG  
2017**



**LEMBAR PERSETUJUAN**

**SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH  
DENGAN PONDASI TIANG BOR PADA BANGUNAN RUKO  
PROYEK PUNCAK *CENTRAL BUSINESS DISTRICT* SURABAYA**

*Disusun Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil  
Institut Teknologi Nasional Malang*

***Disusun Oleh :***

**Agapsia Enzella Manoppo**

**13.21.125**

***Disetujui Oleh :***

**Dosen Pembimbing 1**

**Dosen Pembimbing 2**



**Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc**



**Moh. Erfan, ST., MT.**

**Malang, 18 Maret 2017**

**Mengetahui,**

**Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1**

**Institut Teknologi Nasional Malang**



**Ir. A. Agus Santosa, MT**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2017**



**LEMBAR PENGESAHAN**

**SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH  
DENGAN PONDASI TIANG BOR PADA BANGUNAN RUKO  
PROYEK PUNCAK *CENTRAL BUSINESS DISTRICT* SURABAYA**

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)*

*Pada hari : Sabtu*

*Tanggal : 18 Maret 2017*

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan*

*Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1*

**Disusun Oleh :**

**Agapsia Enzella Manoppo**

**13.21.125**

**Disahkan Oleh :**

**Ketua**



**(Ir. A. Agus Santosa, MT)**

**Sekretaris**

**(Ir. Munasih, MT)**

**Anggota Penguji :**

**Dosen Penguji I**

**(Ir. A. Agus Santosa, MT)**

**Dosen Penguji II**

**(Ir. Ester Priskasari, MT)**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2017**



## **PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Agapsia Enzella Manoppo  
NIM : 13.21.125  
Program Studi : Teknik Sipil S-1  
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institusi : Institut Teknologi Nasional Malang

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

**“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN PONDASI TIANG BOR PADA BANGUNAN RUKO PROYEK *CENTRAL BUSINESS DISTRICT SURABAYA*”.** adalah benar-benar merupakan hasil karya saya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur hasil karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan skripsi ini hasil duplikasi atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, maka saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, 18 Maret 2017

Yang membuat pernyataan



**Agapsia Enzella Manoppo**

NIM : 13. 21. 125



## ABSTRAKSI

**“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN PONDASI TIANG BOR PADA BANGUNAN RUKO PROYEK PUNCAK CENTRAL BUSINESS DISTRICT SURABAYA”**, Agapsia Enzella Manoppo, (NIM : 13.21.125), Dosen Pembimbing I : Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc., Dosen Pembimbing II : Moh. Erfan, ST., MT. Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

---

Pondasi merupakan bagian dari struktur bawah bangunan yang bertugas meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya. Dalam penyusunan skripsi ini yang akan direncanakan adalah pondasi tiang bor yang meliputi dimensi, daya dukung, jumlah tiang, dan jumlah tulangan *pilecap* dan pondasi.

Pengambilan judul ini bertujuan untuk dapat merencanakan ulang struktur bawah bangunan ruko 6 lantai (1 lantai basement, 4 lantai ruko, 1 lantai atap) dengan luas total 7710,18 m<sup>2</sup> menggunakan pondasi tiang bor yang direncanakan pada kedalaman 6 m. Data yang digunakan adalah data *SPT* (*Standard Penetration Test*). Batasan lapisan tanah keras yang baik adalah  $N > 30$ , sedangkan pada bangunan tersebut di kedalaman 5 m  $NSPT = 36$ .

Dimensi balok, kolom dan plat begitu juga dengan nilai mutu beton dan tulangan didapat dari proyek Bangunan Ruko *CBD* Wiyung Surabaya. Peraturan yang dipakai adalah SNI 1726 : 2012, SNI 2847 : 2013, dan SNI 1727 : 2013. Sedangkan untuk mencari beban vertikal dipergunakan program bantu ETABS yang kemudian dipakai untuk menghitung daya dukung dan penulangan pondasi tiang bor.

Dari hasil perhitungan didapat dimensi pondasi untuk semua tipe beban adalah  $\varnothing 50$  cm kedalaman 6 m. Untuk jumlah tiang tipe beban 1, 2, dan 3 masing-masing adalah 4 tiang, 2 tiang, dan 2 tiang. Untuk daya dukung pondasi tipe 1 = 345,791 ton, tipe 2 dan 3 = 192,525 ton. Sementara untuk penulangan *pilecap* pondasi arah X dan Y tekan tipe 1 = D22 – 400, tulangan tarik = D22 – 90, tulangan tekan tipe 2 = D15 – 400, dan tulangan tarik = D19 – 130, tulangan tekan tipe 3 = D12 – 400, dan tulangan tarik = D19 – 130. Untuk tulangan pokok pondasi tipe 1 adalah 32 D 16 sementara untuk tipe 2 dan 3 adalah 24 D 16 dengan tulangan spiral D 10 – 90.

**Kata kunci : Pondasi Tiang Bor, Daya Dukung, Penulangan**



## ABSTRACT

**“THE SUBSTRUCTURE DESIGN STUDY WITH BORED PILE FOUNDATION ON PUNCAK CENTRAL BUSINESS DISTRICT SURABAYA SHOP BUILDING”**, Agapsia Enzella Manoppo, (NIM : 13.21.125), Supervisor I : Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc., Supervisor II : Moh. Erfan, ST., MT. Civil Engineering S-1 Department, Civil Engineering and Planning Faculty. National Institute of Technology Malang.

---

Foundation is a part of building substructure which is used for building placement and distributing loads of building to the ground that have a bearing capacity. This undergraduate thesis will plan about bored pile foundation, it consist of dimension, number of pile, and number of reinforcement for pilecap and foundation itself.

The purpose of this title is redesign the substructure of 6 floors shop building (1 basement floor, 4 primary floors, and 1 top floor) that have 7710,8 m<sup>2</sup> areas and use pile foundation on 6 m depth. Soil data source is SPT (Standard Penetration Test). The SPT data says that the end bearing capacity is on 5 m depth with  $NSPT = 36$ .

The dimation of beam, column, and plate also for  $f'_c$  and  $f_y$  are obtained from Shop Building CBD Wiyung Surabaya data source. The regulation are SNI 1726 : 2012, SNI 2847 : 2013, dan SNI 1727 : 2013. This building will be analyzed with ETABS program so that the next step is counting bearing capacity and the reinforcement of the bored pile foundation.

From the calculation, the foundation has  $\varnothing$  50 cm pile with 6 m depth. For the number of pile, the first pile type, the second pile type, and the third pile type have 4 piles, 2 piles, and 2 piles for each type. Furthermore, for the bearing capacity of each pile type, the first pile type has 345,826 tons, and then for the second and the third have 192,525 tons. Beside of that, the pilecap reinforcement for first pile type X and Y direction is D22 – 400 (stress) and D22 – 90 (tensile), for the second pile type is D15 – 400 (stress) and D19 – 130 (tensile), and the last for the third pile type is D12 – 400 (stress) and D19 – 130 (tensile). The main reinforcement for bored pile foundation for the first pile type is 32 D 16, and 24 D 16 for the second and third pile type with the spiral reinforce is D16 – 40.

**Keyword : Bored pile foundation, Bearing capacity, Reinforcement**



## **DAFTAR ISI**

**HALAMAN JUDUL**

**LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI**

**LEMBAR PENGESAHAN SKRIPSI**

**LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

**ABTRAKSI DAN ABSTRACT**

**KATA PENGANTAR ..... i**

**DAFTAR ISI ..... ii**

**DAFTAR GAMBAR ..... vi**

**DAFTAR TABEL ..... ix**

**DAFTAR GRAFIK ..... xiv**

**DAFTAR NOTASI ..... xv**

### **BAB I PENDAHULUAN**

1.1 Latar Belakang ..... 1

1.2 Identifikasi Masalah ..... 2

1.3 Rumusan Masalah ..... 2

1.4 Maksud dan Tujuan ..... 3

1.5 Batasan Masalah ..... 4

### **BAB II DASAR TEORI**

2.1 Pondasi ..... 5

2.2 Klasifikasi Pondasi ..... 5

2.3 Dasar-dasar Pemilihan Tipe Pondasi ..... 8



2.4	Pondasi Tiang .....	8
2.5	Pondasi Tiang Bor .....	9
2.5.1	Teori Pondasi Tiang Bor .....	9
2.5.2	Persyaratan Pondasi Tiang Bor terhadap SPT .....	11
2.5.3	Daya Dukung Pondasi Tiang Bor .....	13
2.5.3.1	Daya Dukung Berdasarkan SPT .....	13
2.5.4	Daya Dukung Pondasi Kelompok .....	14
2.5.4.1	Formula Sederhana .....	15
2.5.4.2	Formula Converse .....	15
2.5.4.3	Formula Los Angeles .....	16
2.5.4.4	Formula Seiler-Keeney .....	16
2.5.4.5	Formula Feld .....	16
2.6	Perencanaan Pile Cap .....	18
2.7	Penulangan .....	19
2.7.1	Penulangan Pile Cap Pondasi .....	19
2.7.2	Penulangan Pondasi Bor .....	19
2.7.3	Penulangan Spiral .....	21
2.8	Pembebanan .....	29
2.8.1	Beban Mati .....	32
2.8.2	Beban Hidup .....	32
2.8.3	Beban Gempa .....	32
2.9	Bagan Alir .....	45

### **BAB III ANALISA DATA PERENCANAAN**

3.1.	Data-data Perencanaan .....	47
3.1.1.	Data Bangunan .....	47
3.1.2.	Data Material .....	47
3.2.	Perhitungan Pembebanan .....	49
3.2.1.	Perhitungan Beban Kolom .....	49
3.2.2.	Perhitungan Beban Plat .....	50
3.2.3.	Perhitungan Perataan Beban Plat .....	51



3.2.4. Perhitungan Pembebanan Balok .....	55
3.2.4.1. Perhitungan Pembebanan Balok Memanjang .....	55
3.2.4.2. Perhitungan Pembebanan Balok Melintang .....	61
3.2.5. Perhitungan Lebar Efektif .....	67
3.2.5.1. Perhitungan Lebar Efektif Balok Memanjang .....	67
3.2.5.2. Perhitungan Lebar Efektif Balok Melintang .....	72
3.2.6. Perhitungan Beban Hidup .....	80
3.2.6.1. Perhitungan Beban Hidup Balok Memanjang .....	80
3.2.6.2. Perhitungan Beban Hidup Balok Melintang .....	83
3.2.7. Perhitungan Beban Struktur .....	85
3.2.7.1. Berat Atap .....	86
3.2.7.2. Berat Lantai 4 .....	90
3.2.7.3. Berat Lantai 3 .....	95
3.2.7.4. Berat Lantai 2 .....	101
3.2.7.5. Berat Lantai 1 .....	107
3.2.8. Perhitungan Beban Gempa .....	113

#### **BAB IV PERENCANAAN PONDASI**

4.1 Hasil Analisa Program Bantu ETABS .....	136
4.2 Perencanaan Pondasi .....	136
4.2.1. Pondasi Tipe 1 .....	136
4.2.1.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 1 .....	136
4.2.1.1.1. Perhitungan Daya Dukung Aksial .....	137
4.2.1.1.2. Perhitungan Daya Dukung Lateral .....	150
4.2.1.2. Perhitungan Penulangan Pondasi Tipe 1 .....	162
4.2.1.2.1. Perhitungan Penulangan Pokok .....	170
4.2.1.2.2. Perhitugnan Penulangan Spiral .....	219
4.2.2. Pondasi Tipe 2 .....	222
4.2.2.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 2 .....	222
4.2.2.1.1. Perhitungan Daya Dukung Aksial .....	222
4.2.2.1.2. Perhitungan Daya Dukung Lateral .....	232



4.2.2.2.	Perhitungan Penulangan Pondasi Tipe 2 .....	243
4.2.2.2.1.	Perhitungan Penulangan Pokok .....	247
4.2.2.2.2.	Perhitugnan Penulangan Spiral .....	248
4.2.3.	Pondasi Tipe 3 .....	251
4.2.3.1.	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 3 .....	251
4.2.3.1.1.	Perhitungan Daya Dukung Aksial .....	251
4.2.3.1.2.	Perhitungan Daya Dukung Lateral .....	261
4.2.3.2.	Perhitungan Penulangan Pondasi Tipe 3 .....	272
4.2.3.2.1.	Perhitungan Penulangan Pokok .....	276
4.2.3.2.2.	Perhitugnan Penulangan Spiral .....	277

## **BAB V KESIMPULAN**

5.1.	Hasil Analisa .....	282
5.2.	Kesimpulan .....	283
5.3.	Saran .....	284

## **DAFTAR PUSTAKA**

## **LAMPIRAN**



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Pondasi Langsung ( <i>Spread Footings</i> ) .....	6
Gambar 2.2 Pondasi Plat .....	6
Gambar 2.3 Pondasi Tiang .....	7
Gambar 2.4 Pondasi Sumuran .....	8
Gambar 2.5 Pembuatan Tiang Bor dengan Casing .....	10
Gambar 2.6 Prosedur Pengujian SPT .....	12
Gambar 2.7 Tegangan Dibawah Ujung Tiang Tunggal dan Kelompok .....	16
Gambar 2.8 Ilustrasi <i>overlapping</i> zona tegangan sekitar kelompok .....	17
Gambar 2.9 Baris Kelompok Tiang .....	18
Gambar 2.10 Hubungan $\mu/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$ dan $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$ .....	22
Gambar 2.11 Pilecap Pondasi .....	22
Gambar 2.12 Contoh Diagram Tegangan dan Regangan .....	27
Gambar 2.13 Contoh Perataan Beban Tipe I .....	31
Gambar 2.14 Contoh Perataan Beban Tipe II .....	31
Gambar 2.15 Peta Parameter Percepatan Batuan Dasar Periode 0,2 detik .....	36
Gambar 2.16 Peta Parameter Percepatan Batuan Dasar Periode 1 detik .....	37
Gambar 3.1 Perataan Beban Tipe a .....	51
Gambar 3.2 Perataan Beban Tipe e .....	52
Gambar 3.3 Berat Struktur untuk Perhitungan Beban Gempa .....	85
Gambar 3.4 Nilai Parameter Percepatan Gempa .....	115
Gambar 4.1 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 1 .....	136



Gambar 4.2 Rencana Pondasi Tipe 1 dan Grafik $N_{SPT}$ .....	138
Gambar 4.3 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (3 tiang) .....	141
Gambar 4.4 Rencana Susunan Dimensi <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 1 (3 tiang) .....	143
Gambar 4.5 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (4 tiang) .....	145
Gambar 4.6 Rencana Susunan Dimensi <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 1 (4 tiang) .....	147
Gambar 4.7 Dimensi <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 1 .....	148
Gambar 4.8 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 1 .....	156
Gambar 4.9 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 1 .....	139
Gambar 4.10 Skema Pembebanan Arah X <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 1 .....	162
Gambar 4.11 Skema Pembebanan Arah Y <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 1 .....	166
Gambar 4.12 Penampang Lingkaran dan Persegi Ekuivalen Pondasi .....	170
Gambar 4.13 Baris Tulangan Pokok Pondasi (24 D 16) .....	172
Gambar 4.14 Kondisi Seimbang Tulangan 24 D 16 Pondasi .....	173
Gambar 4.15 Kondisi Seimbang 1,25 $f_y$ Tulangan 24 D 16 Pondasi .....	176
Gambar 4.16 Kondisi Patah Desak Tulangan 24 D 16 Pondasi .....	178
Gambar 4.17 Kondisi Patah Tarik Tulangan 24 D 16 Pondasi .....	180
Gambar 4.18 Kondisi Lentur Murni Tulangan 24 D 16 Pondasi .....	183
Gambar 4.19 Baris Tulangan Pokok Pondasi (28 D 16) .....	187
Gambar 4.20 Kondisi Seimbang Tulangan 28 D 16 Pondasi .....	188
Gambar 4.21 Kondisi Seimbang 1,25 $f_y$ Tulangan 28 D 16 Pondasi .....	191
Gambar 4.22 Kondisi Patah Desak Tulangan 28 D 16 Pondasi .....	193
Gambar 4.23 Kondisi Patah Tarik Tulangan 28 D 16 Pondasi .....	195
Gambar 4.24 Kondisi Lentur Murni Tulangan 28 D 16 Pondasi .....	199



Gambar 4.25 Baris Tulangan Pokok Pondasi (32 D 16) .....	203
Gambar 4.26 Kondisi Seimbang Tulangan 32 D 16 Pondasi .....	204
Gambar 4.27 Kondisi Seimbang 1,25 fy Tulangan 32 D 16 Pondasi .....	207
Gambar 4.28 Kondisi Patah Desak Tulangan 32 D 16 Pondasi .....	209
Gambar 4.29 Kondisi Patah Tarik Tulangan 32 D 16 Pondasi .....	211
Gambar 4.30 Kondisi Lentur Murni Tulangan 32 D 16 Pondasi .....	215
Gambar 4.31 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 2 .....	222
Gambar 4.32 Rencana Pondasi Tipe 2 dan Grafik $N_{SPT}$ .....	224
Gambar 4.33 Rencana Susunan Pondasi Tipe 2 .....	227
Gambar 4.34 Rencana Susunan Dimensi <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 2 .....	229
Gambar 4.35 Dimensi <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 2 .....	231
Gambar 4.36 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 2 .....	238
Gambar 4.37 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 2 .....	240
Gambar 4.38 Skema Pembebanan Arah X <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 2 .....	243
Gambar 4.39 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 3 .....	251
Gambar 4.40 Rencana Pondasi Tipe 3 dan Grafik $N_{SPT}$ .....	253
Gambar 4.41 Rencana Susunan Pondasi Tipe 3 .....	256
Gambar 4.42 Rencana Susunan Dimensi <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 3 .....	258
Gambar 4.43 Dimensi <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 3 .....	260
Gambar 4.44 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 3 .....	267
Gambar 4.45 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 3 .....	269
Gambar 4.46 Skema Pembebanan Arah X <i>Pilecap</i> Pondasi Tipe 3 .....	272



## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan $N_{SPT}$ .....	12
Tabel 2.2 Kriteria Jenis Perilaku Tiang .....	19
Tabel 2.3 Faktor Keamanan untuk Pondasi Dalam .....	21
Tabel 2.4 Ketebalan Selimut Beton menurut SNI 2847-2013 .....	25
Tabel 2.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa .....	34
Tabel 2.6 Faktor Keutamaan Gempa .....	34
Tabel 2.7 Koefisien Situs ( $F_a$ ) .....	38
Tabel 2.8 Koefisien Situs ( $F_v$ ) .....	39
Tabel 2.9 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek .....	42
Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik .....	42
Tabel 2.11 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung .....	43
Tabel 2.12 Nilai Parameter periode Pendek $C_t$ dan $C_x$ .....	43
Tabel 3.1 Perataan Beban .....	54
Tabel 3.2 Beban Balok Memanjang Lantai Basement .....	56
Tabel 3.3 Beban Balok Memanjang Lantai 1 .....	57
Tabel 3.4 Beban Balok Memanjang Lantai 2 dan 3 .....	58
Tabel 3.5 Beban Balok Memanjang Lantai 4 .....	59



Tabel 3.6 Beban Balok Memanjang Lantai Atap .....	60
Tabel 3.7 Beban Balok Melintang Lantai Basement .....	62
Tabel 3.8 Beban Balok Melintang Lantai 1 .....	63
Tabel 3.9 Beban Balok Melintang Lantai 2 dan 3 .....	64
Tabel 3.10 Beban Balok Melintang Lantai 4 .....	65
Tabel 3.11 Beban Balok Melintang Lantai Atap .....	66
Tabel 3.12 Beban Hidup Balok Memanjang .....	83
Tabel 3.13 Beban Hidup Balok Melintang .....	83
Tabel 3.14 Total Beban Mati Atap .....	89
Tabel 3.15 Total Beban Mati Lantai 4 .....	95
Tabel 3.16 Total Beban Mati Lantai 3 .....	100
Tabel 3.17 Total Beban Mati Lantai 2 .....	106
Tabel 3.18 Total Beban Mati Lantai 1 .....	111
Tabel 3.15 Total Berat Beban Seluruh Lantai .....	112
Tabel 3.20 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa .....	113
Tabel 3.21 Faktor Keutamaan Gempa .....	114
Tabel 3.22 Klasifikasi Kelas Situs Tanah .....	116
Tabel 3.23 Koefisien Situs Fa .....	117
Tabel 3.24 Koefisien Situs Fv .....	118
Tabel 3.25 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Perioda Pendek .....	120



Tabel 3.26 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 detik .....	120
Tabel 3.27 Nilai $S_a$ untuk $T < T_o$ .....	121
Tabel 3.28 Nilai $S_a$ untuk $T_s < T < 1,0$ .....	122
Tabel 3.29 Koefisien untuk Batas atas pada Periode yang Dihitung .....	123
Tabel 3.30 Faktor $R$ , $C_d$ , dan $\Omega_o$ untuk Sistem Penahan Gaya Gempa .....	125
Tabel 3.31 Faktor Distribusi Vertikal .....	128
Tabel 3.32 Gaya Gempa Lateral per Lantai .....	129
Tabel 3.33 Pusat Massa Bangunan dari ETABS .....	133
Tabel 3.34 Eksentrisitas Bangunan .....	134
Tabel 3.35 Nilai $E_d$ Bangunan .....	134
Tabel 3.36 Koordinat Pusat Massa Bangunan .....	135
Tabel 4.1 Beban-beban yang Bekerja pada Kolom .....	136
Tabel 4.2 Nilai $N_{SPT}$ pada Kedalaman 2 m – 8 m Pondasi Tipe 1 .....	139
Tabel 4.3 Nilai $N_{SPT}$ di sepanjang Tiang Pondasi Tipe 1 .....	140
Tabel 4.4 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 1 .....	141
Tabel 4.5 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan $N_{SPT}$ Pondasi Tipe 1	150
Tabel 4.6 Korelasi $N_{SPT}$ dengan Berat Jenis Pondasi Tipe 1 .....	152
Tabel 4.7 Korelasi $N_{SPT}$ dengan Kepadatan Relatif, $q_c$ , dan Sudut Geser Pondasi Tipe 1 .....	153
Tabel 4.8 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Seimbang Tulangan 24 D 16 .....	174
Tabel 4.9 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi Seimbang Tulangan 24 D 16 .....	174
Tabel 4.10 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Seimbang 1,25 $f_y$ Tulangan 24 D 16 .....	176



Tabel 4.11 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi 1,25 $f_y$ Tulangan 24 D 16 .....	177
Tabel 4.12 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Patah Desak Tulangan 24 D 16 .....	179
Tabel 4.13 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi Patah Desak Tulangan 24 D 16 .....	179
Tabel 4.14 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Patah Tarik Tulangan 24 D 16 .....	181
Tabel 4.15 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi Patah Tarik Tulangan 24 D 16 .....	181
Tabel 4.16 Nilai $f_y$ dan Luas Kondisi Lentur Murni Tulangan 24 D 16 .....	184
Tabel 4.17 Jarak Garis Netral Kondisi Lentur Murni Tulangan 24 D 16 .....	185
Tabel 4.18 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Seimbang Tulangan 28 D 16 .....	189
Tabel 4.19 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi Seimbang Tulangan 28 D 16 .....	189
Tabel 4.20 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Seimbang 1,25 $f_y$ Tulangan 28 D 16 .....	191
Tabel 4.21 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi 1,25 $f_y$ Tulangan 28 D 16 .....	192
Tabel 4.22 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Patah Desak Tulangan 28 D 16 .....	194
Tabel 4.23 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi Patah Desak Tulangan 28 D 16 .....	194
Tabel 4.24 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Patah Tarik Tulangan 28 D 16 .....	196
Tabel 4.25 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi Patah Tarik Tulangan 28 D 16 .....	197
Tabel 4.26 Nilai $f_y$ dan Luas Kondisi Lentur Murni Tulangan 28 D 16 .....	200
Tabel 4.27 Jarak Garis Netral Kondisi Lentur Murni Tulangan 28 D 16 .....	201
Tabel 4.28 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Seimbang Tulangan 32 D 16 .....	205
Tabel 4.29 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi Seimbang Tulangan 32 D 16 .....	205
Tabel 4.30 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Seimbang 1,25 $f_y$ Tulangan 32 D 16 .....	207
Tabel 4.31 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi 1,25 $f_y$ Tulangan 32 D 16 .....	208
Tabel 4.32 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Patah Desak Tulangan 32 D 16 .....	210
Tabel 4.33 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi Patah Desak Tulangan 32 D 16 .....	210



Tabel 4.34 Nilai $\epsilon_s$ Kondisi Patah Tarik Tulangan 32 D 16 .....	212
Tabel 4.35 Nilai $f_s/f_y$ dan Luas Kondisi Patah Tarik Tulangan 32 D 16 .....	213
Tabel 4.36 Nilai $f_y$ dan Luas Kondisi Lentur Murni Tulangan 32 D 16 .....	216
Tabel 4.37 Jarak Garis Netral Kondisi Lentur Murni Tulangan 32 D 16 .....	217
Tabel 4.38 Nilai $N_{SPT}$ pada Kedalaman 2 m – 8 m Pondasi Tipe 2 .....	225
Tabel 4.39 Nilai $N_{SPT}$ di sepanjang Tiang Pondasi Tipe 2 .....	226
Tabel 4.40 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 2 .....	227
Tabel 4.41 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan $N_{SPT}$ Pondasi Tipe 2 .....	232
Tabel 4.42 Korelasi $N_{SPT}$ dengan Berat Jenis Pondasi Tipe 2 .....	234
Tabel 4.43 Korelasi $N_{SPT}$ dengan Kepadatan Relatif, $q_c$ , dan Sudut Geser Pondasi Tipe 2 .....	235
Tabel 4.44 Nilai $N_{SPT}$ pada Kedalaman 2 m – 8 m Pondasi Tipe 3 .....	254
Tabel 4.45 Nilai $N_{SPT}$ di sepanjang Tiang Pondasi Tipe 3 .....	255
Tabel 4.46 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 3 .....	256
Tabel 4.47 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan $N_{SPT}$ Pondasi Tipe 3 .....	261
Tabel 4.48 Korelasi $N_{SPT}$ dengan Berat Jenis Pondasi Tipe 3 .....	263
Tabel 4.49 Korelasi $N_{SPT}$ dengan Kepadatan Relatif, $q_c$ , dan Sudut Geser Pondasi Tipe 3 .....	264
Tabel 5.1 Hasil Analisa Perhitungan Perencanaan Pondasi Tiang Bor .....	282



## DAFTAR GRAFIK

Grafik 2.1 Contoh Diagram Interaksi .....	28
Grafik 2.2 Spektrum Respon Desain .....	40
Grafik 2.3 Perhitungan Geser Dasar Seismik .....	44
Grafik 4.1 Hubungan $\eta_h$ dan Dr Tanah Pasir Pondasi Tipe 1 .....	151
Grafik 4.2 Hubungan $\mu/B4.\gamma.K_p$ dan $H_u/K_p.B3. \gamma$ Pondasi Tipe 1 .....	154
Grafik 4.3 Diagram Interaksi Tulangan Pokok Pondasi Tipe 1 .....	218
Grafik 4.4 Hubungan $\eta_h$ dan Dr Tanah Pasir Pondasi Tipe 2 .....	233
Grafik 4.5 Hubungan $\mu/B4.\gamma.K_p$ dan $H_u/K_p.B3. \gamma$ Pondasi Tipe 2 .....	236
Grafik 4.6 Diagram Interaksi Tulangan Pokok Pondasi Tipe 2 .....	247
Grafik 4.7 Hubungan $\eta_h$ dan Dr Tanah Pasir Pondasi Tipe 3 .....	263
Grafik 4.8 Hubungan $\mu/B4.\gamma.K_p$ dan $H_u/K_p.B3. \gamma$ Pondasi Tipe 3 .....	266
Grafik 4.9 Diagram Interaksi Tulangan Pokok Pondasi Tipe 3 .....	278



## DAFTAR NOTASI

$a_b$	= Lebar daerah tekan
$A_g$	= Luas penampang lintang kotor
$A_g$	= Luas penampang lintang kotor
$A_p$	= Luas penampang dasar tiang
$A_s$	= Luas selimut tiang
$A_c$	= Luas penampang lintang inti (tepi luar ke tepi luar spiral)
$b_{eff}$	= Lebar efektif balok
$b_o$	= Bidang kritis geser pons
$c$	= Lebar bidang
$c_b$	= Kedaan seimbang
$C_d$	= Faktor amplifikasi defleksi
$C_s$	= Koefisien respon seismic
$d$	= Tinggi efektif
$D$	= Diameter tiang
$e$	= Jarak dari $H_u$ ke permukaan tanah
$E_g$	= Efisiensi kelompok tiang
$E_p$	= Modulus elastisitas tiang
$FK$	= Faktor keamanan
$f'_c$	= Mutu beton
$f_s'$	= Tegangan tekan tulangan baja
$f_y$	= Tegangan luluh tulangan baja spiral, tidak lebih dari 400 MPa

$H_u$  = Beban horizontal ultimit  
 $I_e$  = Faktor Keutamaan Gempa  
 $I_p$  = Momen inersia tiang  
 $m$  = Jumlah tiang pada deretan baris  
 $M_u$  = Momen kapasitas ultimit dari penampang tiang  
 $M_x$  = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x  
 $M_y$  = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu y  
 $n$  = Jumlah tiang pada deretan kolom  
 $n$  = Jumlah tiang  
 $np$  = Jumlah pondasi  
 $N$  = Nilai rata-rata uji SPT di sepanjang tiang  
 $Nb$  = Nilai  $N_{SPT}$  pada tanah sekitar dasar tiang  
 $P$  = Beban yang bekerja  
 $p$  = Keliling dari penampang tiang  
 $P_{max}$  = Beban maksimum yang diterima oleh pondasi  
 $P_u$  = Jumlah total beban normal / gaya aksial  
 $Q_a$  = Daya dukung ijin tiang  
 $Q_u$  = Daya dukung ultimit pondasi tiang bor  
 $Q_p$  = Daya dukung ultimit ujung tiang  
 $Q_{pg}$  = Daya dukung kelompok tiang  
 $Q_s$  = Daya dukung ultimit selimut tiang  
 $s$  = Jarak antar tiang  
 $S_s$  = Percepatan batuan dasar pada perioda pendek



- $S_I$  = Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik
- $S_{MS}$  = Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek
- $S_{MI}$  = Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik
- $S_{DS}$  = Percepatan spectral desain untuk perioda pendek
- $S_{DI}$  = Percepatan spectral desain untuk perioda 1 detik
- $T$  = Faktor kekakuan
- $V$  = Geser dasar seismic
- $W$  = Berat seismic efektif
- $W_p$  = Berat pondasi tiang
- $x_o$  = Kedalaman di bawah permukaan tanah, dihitung dari kepala tiang
- $x, y$  = jarak pondasi terhadap titik berat x dan y
- $\alpha_s$  = 40 (jika termasuk kolom dalam)
- $\beta_c$  = perbandingan sisi panjang dan pendek kolom
- $\eta_b$  = Konstanta modulus *subgrade* tanah
- $\rho_s$  = Rasio penulangan

## KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan Yesus Kristus, karena kasih dan anugerahNya sehingga penyusunan skripsi dengan judul “Studi Perencanaan Struktur Bawah dengan Pondasi Tiang Bor pada Bangunan Ruko Proyek Puncak *Central Business District* Surabaya” dapat berjalan dengan baik. Pada kesempatan ini penyusun ingin mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian skripsi ini, antara lain:

1. Bapak Dr. Ir. Lalu Mulyadi, MTA selaku Rektor Institut Teknologi Nasional Malang
2. selaku Dekan FTSP Institut Teknologi Nasional Malang
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang
4. Bapak Ir. Sudirman Indra, M.Sc selaku dosen pembimbing I
5. Bapak Moh. Erfan., ST, MT. selaku dosen pembimbing II
6. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT. selaku dosen yang banyak memberi materi.

Penyusun menyadari bahwa dalam penyelesaian skripsi ini masih ada kekurangan. Untuk itu penyusun mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun dan semoga laporan ini bermanfaat bagi pengembangan ilmu.

Malang, 18 Maret 2017

Penyusun



*“Segala perkara dapat kutanggung di dalam Dia yang memberi kekuatan kepadaku”*

*Filipi 4 : 13*

SKRIPSI INI SAYA DEDIKASIKAN KEPADA:

**TUHAN YESUS KRISTUS**

Sukacita dan ucapan syukur tak henti-hentinya pada Tuhan Yesus Kristus untuk segala langkah hidup yang selalu disertai dan diberkatiNya senantiasa.

**KELUARGA**

Terutama untuk papa Henry August Limpangau Rotinsulu Manoppo dan mama Narcisse Suzette Tumbuan yang tak putus-putusnya mendoakan, menegur, dan menyemangati. Terimakasih telah sabar dan setia menemani terimakasih untuk selalu menjadi alasan dibalik semua yang telah diraih.

Kepada kak Christian Dakaoli Djahila dan kak Clesia Tabitha Manoppo bersama Hansel, Emmy, Meti di Alor-NTT yang memberikan dukungan dana dan doa sehingga masa studi ini bisa dilalui dengan lancar.

Kepada kak Aggel Raymonoc Manoppo dan kak Agnes Ignacia Sutanto di Bandung bersama Lea, Jeo, dan Alena yang juga senantiasa mendoakan dan memberi nasehat serta motivasi selama masa studi ini.

Kepada semua keluarga besar yang tidak disebutkan satu persatu. Kiranya damai sejahtera dan kesehatan selalu menyertai kalian semua.

**PARTNER HIDUP TERBAIK**

Kepada Anantha Widyastama yang selalu mendampingi dan menemani, selalu menjadi yang terbaik, selalu bisa diandalkan dan mempunyai pengaruh besar untuk semua ini. Kita sudah centang satu lho, centang-centang yang lainnya masih banyak. Terimakasih untuk proses yang telah dijalani, semoga komitmen ini tetap terus dijaga.

**PARTNER KULIAH TERBAIK**

Kepada Nurul Latifatul Lailia partner ngoceh dan ngomel yang paling nyaman, tanpa takut dibully dan dijudge, mulai dari kehidupan pribadi, studi, bahkan negara. Partner mengerjakan segala sesuatu berdua, selalu sepikiran menyikapi sesuatu, selalu ada dan available 24 hours.

## SAHABAT-SAHABAT TERBAIK

Untuk Arbi Arif, Nathaza Yanuaritsha, Try Ramadhan Putra anggota PKMCKM terimakasih untuk semua yang sudah ada, semoga yang buruk-buruk bisa diperbaiki, dan yang baik selalu dijaga.

Untuk Gerakan Pemuda GPIB Immanuel Malang : Adevi Sabath Sofani, Jorsiana Rinaldine, Crista Gabriela, Widya Mikha Siregar, Reviene Adelia Pasla, Yuniardo Jonas Willem Siahainenina, Johanes Dwi Cahyo, Jordy George Mesmury dan lainnya yang tidak bisa disebutkan satu persatu terima kasih selalu menjadi partner refreshing otak waktu jenuh selama ini dari lahir sampai sekarang, terima kasih selalu menjadi tim hore dimanapun dan kapanpun, terima kasih untuk selalu ada.

Untuk Himpunan Mahasiswa Sipil ITN Malang dari periode 18 sampai 19 yang sudah berproses bersama, terima kasih untuk ilmu organisasi yang diberikan, terimakasih selalu susah senang bersama dan menjadi keluarga baru.

Untuk keluarga besar Mbot FC yang nggak bisa disebutkan satu-satu personelnnya, terima kasih untuk selalu diperlakukan dan dianggap laki-laki, selalu dibuat tertawa dan dianggap keluarga. Terima kasih untuk dukungannya selama skripsi dan kuliah.

Untuk teman-teman angkatan 2013 Teknik Sipil ITN Malang yang sudah bersama-sama dari jaman PKKMB, PJMB, sampai sekarang. Terima kasih sudah menjadi teman-teman yang baik mengerjakan tugas, ujian, menghadapi dosen dan lain-lainnya, semoga masing-masing kalian selalu diberkati.

Untuk teman-teman SMP dan SMA : Hermenegild Bernadus Martino, Yusi Swastika dan yang lainnya yang selalu *keep in touch* sampai detik ini. Terima kasih selalu membully sekaligus menyemangati dan mengingatkan untuk sesuatu yang salah.

Untuk UKM Paduan Suara Mahasiswa Vox Coelestis Choir ITN Malang, yang juga sudah menjadi tempat berproses selama masa kuliah, terimakasih telah menjadi tempat menyalurkan hobi yang ada.

*Tertanda,*

*Agapsia Enzella Manoppo*



# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Pada dasarnya, kebutuhan manusia dibagi menjadi kebutuhan primer, sekunder dan tersier. Namun seiring dengan berkembangnya zaman, kebutuhan manusia ini berubah dan semakin meningkat. Manusia tentunya dituntut untuk bisa memenuhi dan memuaskan kebutuhan tersebut. Salah satu cara manusia untuk memenuhi keinginannya tersebut adalah dengan berwirausaha, baik berupa perdagangan barang dan jasa.

Para pebisnis handal yang pintar membaca kondisi ini mulai mencoba untuk memadukan keduanya, antara kebutuhan primer manusia dan cara memenuhinya yaitu berwirausaha. Dua hal ini akhirnya berusaha diwujudkan dengan dibangunnya bangunan yang biasa disebut ruko (rumah toko). Bangunan ruko ini ternyata berkembang pesat di seluruh Indonesia, termasuk di kota Surabaya. Salah satu proyek pembangunan ruko yang akan dibahas pada skripsi ini adalah di Puncak Central Business District Surabaya.

Sama seperti dengan bangunan tinggi lainnya, bangunan ruko pada Puncak Central Business District ini juga terdiri dari struktur atas dan struktur bawah. Bagian struktur bawah yang sering disebut dengan pondasi menjadi salah satu faktor terpenting dalam bangunan. Pondasi diharuskan

mempunyai perencanaan yang matang untuk menghindari terjadinya rubuh atau ambruk pada bangunan tersebut.

Keadaan tanah di bangunan Ruko Proyek Puncak Central Business District ini dianalisa menggunakan uji tanah yaitu SPT (*Standard Penetration Test*). Dari hasil SPT yang ada didapat bahwa pada kedalaman tanah 5 m didapatkan NSPT yaitu 36, sedangkan nilai  $> 30$  (Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005 : 26) itu sendiri menunjukkan tergolong tanah keras, dan ini mendukung sebagai dasar dipilihnya tiang bor sebagai pondasi. Oleh karena itu, dalam skripsi ini, penulis mencoba untuk merencanakan ulang struktur bawah bangunan Ruko Puncak CBD Surabaya dengan menggunakan pondasi tiang bor.

Adapun judul skripsi ini adalah **“Studi Perencanaan Struktur Bawah dengan Pondasi Tiang Bor pada Bangunan Ruko Proyek Puncak Central Business District Wiyung Surabaya”**.

## **1.2 Identifikasi Masalah**

Bangunan Ruko Puncak CBD Surabaya ini terletak di Jl. Dukuh Keramat Kali, Menganti, Wiyung, Surabaya, mempunyai luas total bangunan 7710,18 m<sup>2</sup> dengan perencanaan 6 lantai (1 lantai basement, 4 lantai ruko, 1 lantai atap). Konstruksi bangunan atas yang dipakai adalah konstruksi beton bertulang sedangkan konstruksi bangunan bawah menggunakan pondasi tiang pancang.



Pondasi ini yang kemudian akan dicoba untuk direncanakan ulang menggunakan pondasi tiang bor. Pondasi tiang bor diharapkan bisa lebih terjamin mutu betonnya karena bisa didesain sesuai keinginan dan lebih tidak menimbulkan resiko kepada lingkungannya.

### **1.3 Rumusan Masalah**

Adapun rumusan masalah adalah sebagai berikut:

1. Berapa dimensi pondasi tiang bor?
2. Berapa daya dukung pondasi tiang bor?
3. Berapa jumlah pondasi tiang bor yang diperlukan?
4. Berapa jumlah tulangan yang dipakai pada pondasi dan pilecap tiang bor?

### **1.4 Maksud dan Tujuan**

#### **Maksud**

1. Merencanakan ulang struktur pondasi bangunan Ruko dengan menggunakan pondasi tiang bor berdasarkan data-data perencanaan ruko tersebut.

#### **Tujuan**

1. Mengetahui dimensi pondasi tiang bor
2. Mengetahui daya dukung pondasi tiang bor
3. Mengetahui jumlah pondasi tiang bor yang diperlukan

4. Mengetahui jumlah tulangan yang dipakai pada pondasi dan pilecap tiang bor

### **1.5 Batasan Masalah**

Adapun batasan masalah dalam skripsi ini meliputi:

1. Mengetahui dimensi pondasi tiang bor
2. Mengetahui daya dukung pondasi tiang bor
3. Mengetahui jumlah pondasi tiang bor yang diperlukan
4. Mengetahui jumlah tulangan yang dipakai pada pondasi dan pilecap tiang bor

Adapun peraturan-peraturan yang digunakan dalam skripsi ini:

- SNI 1726 : 2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
- SNI 2847 : 2013, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
- SNI 1727 : 2013, Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain

## BAB II

### DASAR TEORI

#### 2.1 Pondasi

Pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang bertugas meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (*upper structur/super structure*) ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya. Untuk itu pondasi bangunan harus diperhitungkan dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban berguna dan gaya-gaya luar, seperti tekanan angin, gempa bumi dan lain-lain. (Sumber: Gunawan, Pengantar Teknik Pondasi, 1990 : 9)

#### 2.2 Klasifikasi Pondasi

Berdasarkan kedalamannya, pondasi dibagi menjadi dua jenis, yaitu:

1. Pondasi dangkal (*shallow foundation*)

Kriteria pondasi dangkal ditetapkan dengan angka rasio perbandingan antara lebar pondasi dengan kedalaman pondasi. Dimana untuk pondasi dangkal ditetapkan bila kedalaman pondasi dibagi lebarnya lebih kecil atau sama dengan satu, atau  $D/B \leq 1$ .

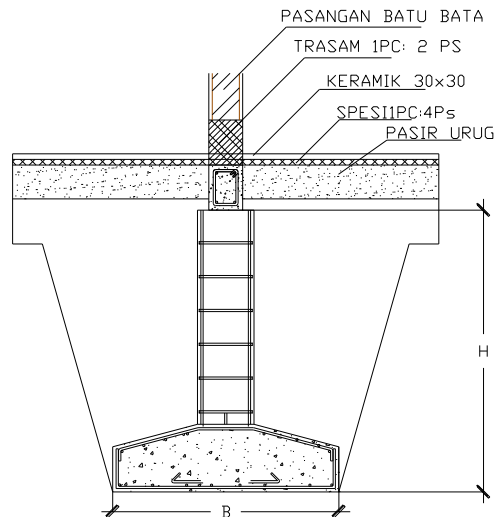
2. Pondasi dalam (*deep foundation*)

Kriteria pondasi dalam ditetapkan dengan angka/rasio perbandingan antara lebar pondasi dengan kedalaman pondasi. Di mana untuk pondasi dalam ditetapkan bila kedalaman pondasi dibagi lebarnya lebih besar dari empat, atau  $D/B \geq 4$ . (Sumber: Asiyanto, Metode Konstruksi untuk Pekerjaan Pondasi, 2007 : 1)



Menurut Dr. Ir. L. D. Wesley (1977:111), pada umumnya pondasi bangunan dapat dibagi dalam tiga golongan utama:

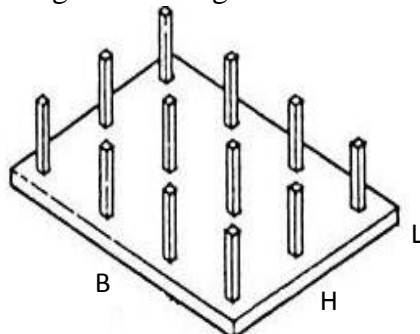
1. Pondasi langsung dan pondasi plat (*Spread Footing and Rafts*)
  - a. Pondasi langsung (*Spread Footings*)



Gambar 2.1 Pondasi Langsung (*Spread Footings*)

- b. Pondasi plat (*Raft Poundation*)

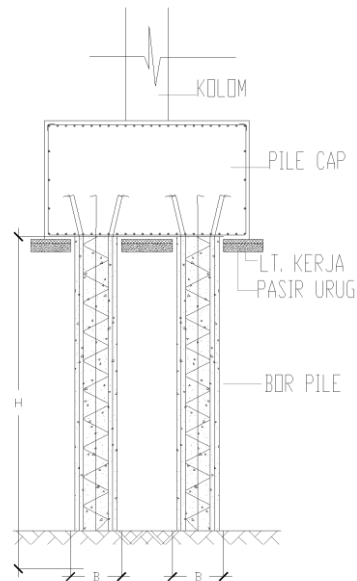
Bilamana jumlah luas pondasi yang diperlukan untuk memikul bangunan melebihi separuh luas bangunan tersebut maka lebih baik pondasi dijadikan satu sehingga merupakan sebuah plat yang luasnya sama dengan luas bangunan tersebut.



Gambar 2.2 Pondasi Plat

## 2. Pondasi tiang (*Pile Foundations*)

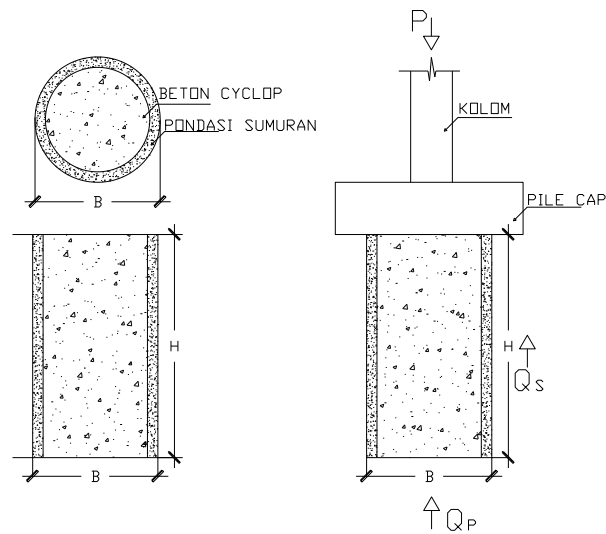
Pondasi tiang dipergunakan bilamana lapisan-lapisan bagian atas daripada tanah begitu lembek, sehingga tidak cukup kuat untuk memikul bangunan dengan memakai pondasi langsung atau pondasi plat.



Gambar 2.3 Pondasi Tiang

## 3. Pondasi sumuran (*Pier Foundation*)

Pada umumnya kita pakai pondasi sumuran untuk tujuan yang sama seperti dengan tiang pancang, yaitu supaya berat bangunan dapat dipikul oleh lapisan keras yang terlampaui dalam untuk pembuatan pondasi langsung. Bilamana lapisan keras tidak dalam maka pembuatan pondasi sumuran sering lebih mudah dilaksanakan dari pemancangan tiang pancang.



Gambar 2.4 Pondasi Sumuran

### 2.3 Dasar-dasar Pemilihan Tipe Pondasi

Beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam penentuan jenis pondasi adalah:

1. Keadaan tanah yang akan dipasang pondasi
2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya (upper structure)
3. Faktor Lingkungan.
4. Waktu pekerjaan
5. Biaya

(Sumber : Pamungkas dan Harianti, Pondasi Tahan Gempa, 2013 : 41 – 42)

### 2.4 Pondasi Tiang

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang yang terdapat di bawah konstruksi, dengan



tumpuan pondasi. (Sumber : Kazuto Nakazawa, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, 1980 : 91)

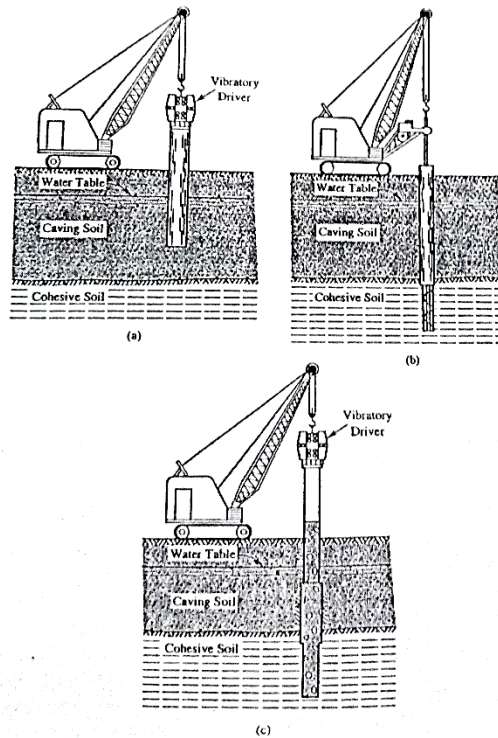
## **2.5 Pondasi Tiang Bor**

### **2.5.1 Teori Pondasi Tiang Bor**

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah keras terletak sangat dalam. Pondasi ini kerap kali digunakan untuk mendukung bangunan yang mempunyai bobot total bangunan yang cukup besar. Pondasi tiang menurut pelaksanaannya dibagi menjadi tiang pracetak dan tiang yang dicor ditempat (*cast in place pile*). Salah satu contoh tiang yang dicor di tempat adalah tiang bor (*tiang bor*).

Salah satu pelaksanaan pondasi tiang bor adalah pelaksanaan dengan *casing*. *Casing* diperlukan jika runtuh tanah (*caving*) atau deformasi lateral yang berlebihan dalam lubang bor dapat terjadi. Perlu dicatat bahwa *slurry* perlu dipertahankan sebelum *casing* masuk, dan untuk kondisi tertentu *casing* harus dimasukkan dengan menggunakan alat penggetar (*vibrator*). Panjang *casing* harus mencakup seluruh bagian tanah yang dapat runtuh akibat penggalian, dan juga diperlukan bila terdapat tekanan artesis.

Kadang-kadang *casing* sukar dicabut kembali bila beton sudah mengalami *setting*, tetapi sebaliknya *casing* tidak boleh dicabut mendahului elevasi beton karena tekanan air di sekeliling dinding dapat menyebabkan *curing* beton tidak sempurna. *Casing* juga dibutuhkan pada pengecoran di atas tanah atau di tengah air, misalnya pada pondasi untuk dermaga atau jembatan.



Gambar 2.5 Pembuatan Tiang Bor dengan Menggunakan *Casing*: (a) Instalasi *casing* dengan vibrasi; (b) Pemboran tanah; (c) Penempatan tulangan dan pengecoran

(Sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 49-51)

Adapun keuntungan dan kerugian penggunaan tiang bor, antara lain:

- Keuntungan

1. Tidak ada resiko kenaikan muka tanah
2. Kedalaman tiang dapat divariasikan
3. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium
4. Tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batu lunak.
5. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.

- Kerugian

1. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa tanah yang berkerikil
2. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
3. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang. (

Sumber : Hari Christady Hardiyatmo, Teknik Pondasi 2, 2006 : 67)

### **2.5.2 SPT (*Standard Penetration Test*)**

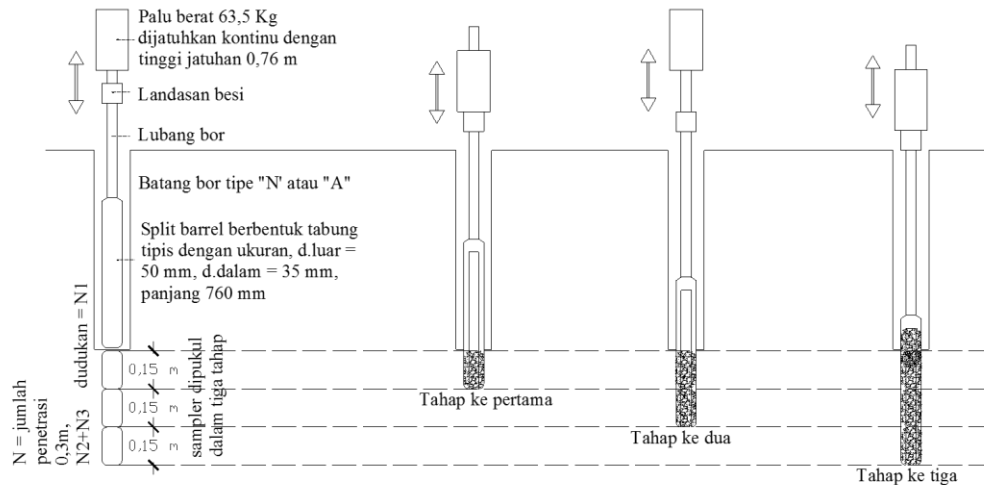
Pada pengujian ini sifat-sifat tanah ditentukan dari pengukuran kerapatan relatif langsung dilapangan. Prosedur uji SPT tercantum dalam SNI 4153 : 2008 Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT.

Prosedur pengujian mengikuti urutan sebagai berikut:

- 1 Pasang *split barrel sampler* pada pipa bor, dan pada ujung lainnya disambungkan dengan pipa bor yang telah dipasang blok penahan
- 2 Masukkan peralatan uji SPT ke dalam dasar lubang bor atau sampai kedalaman pengujian yang diinginkan
- 3 Beri tanda pada batang bor mulai dari muka tanah sampai ketinggian 15 cm, 30 cm dan 45 cm.
- 4 Tarik tali pengikat palu (*hammer*) sampai pada tanda yang telah dibuat sebelumnya (kira-kira 75 cm)



- 5 Catat jumlah pukulan N pada setiap penetrasi 15 cm: 15 cm pertama dicatat N1; 15 cm ke-dua dicatat N2; 15 cm ke-tiga dicatat N3; Jumlah pukulan yang dihitung adalah  $N2 + N3$ . Nilai N1 tidak diperhitungkan karena masih kotor bekas pengeboran.



Gambar 2.6 Prosedur Pengujian SPT

### 2.5.3 Persyaratan Pondasi Tiang Bor Terhadap SPT

Berikut adalah tabel korelasi empiris yang sering digunakan untuk interpretasi hasil uji SPT.

Tabel 2.1 Korelasi Kepadatan Relatif ( $D_r$ ) Tanah Pasir dengan  $N_{SPT}$

(Sumber : Mekanika Tanah II, 2011 : 30)

Kondisi Tanah Pasir	Kerapatan Relatif ( $D_r$ )	Nilai SPT	Nilai tahanan konus ( $q_c$ )	$\phi$
Sangat tidak padat	$< 0,2$	$< 4$	$< 20$	$< 30^\circ$
Tidak padat	$0,2 - 0,4$	04-08	20 - 40	30 - 45
Agak padat	$0,4 - 0,6$	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Padat	$0,6 - 0,8$	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Sangat padat	$> 0,8$	$> 50$	$> 200$	$> 45^\circ$

## **2.5.4 Daya Dukung Pondasi Tiang Bor**

### **2.5.4.1 Daya Dukung Aksial Pondasi**

#### **2.5.4.1.1 Daya Dukung Aksial Tunggal**

Daya dukung pondasi tiang bor mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung dan tahanan selimut tiang, yang dapat dinyatakan dalam bentuk:

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

Dimana:

$Q_u$  = daya dukung ultimit pondasi tiang bor (ton)

$Q_p$  = daya dukung ultimit ujung tiang (ton)

$Q_s$  = daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

$W_p$  = berat pondasi tiang (ton)

(Sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 53 )

Sementara itu, penentuan daya dukung pondasi tiang dengan menggunakan data SPT antara lain diberikan oleh Meyerhof (1956) dengan ketentuan sebagai berikut:

- Untuk tiang pancang tanah pasir

$$Q_u = (40 \cdot N_b \cdot A_p) + (0,2 \cdot N \cdot A_s)$$

- Untuk tiang pancang tanah lempung

$$Q_u = (20. Nb. A_p) + (0,2. N. A_s)$$

(Sumber : Pamungkas dan Harianti, Pondasi Tahan Gempa, 2013 : 43)

- Untuk tiang bor tanah pasir

$$Q_u = (40. Nb. A_p) + (0,1. N. A_s)$$

- Untuk tiang bor tanah lempung

$$Q_u = (20. Nb. A_p) + (0,1. N. A_s)$$

Dimana:

$Q_u$  = Daya dukung ultimit pondasi tiang (ton)

$Nb$  = Nilai  $N_{SPT}$  pada tanah sekitar dasar tiang

= Nilai  $N_{SPT}$  dihitung dari rata-rata 8D di atas dasar tiang sampai 4D di bawah dasar tiang

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang ( $m^2$ )

$N$  = Nilai rata-rata uji SPT di sepanjang tiang

$A_s$  = Luas selimut tiang ( $m^2$ )

(Sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 43 )

#### **2.5.4.1.2 Daya Dukung Aksial Kelompok Tiang**

- Menentukan jumlah tiang dalam satu pile cap dinyatakan dalam persamaan:



$$n = \frac{P}{Q_a}$$

Dimana :

n = Jumlah tiang

P = Beban yang bekerja (kg)

Q<sub>ijin</sub> = Daya dukung pondasi yang diijinkan (kg)

(Sumber : Pamungkas dan Harianti, Pondasi Tahan Gempa, 2013 : 54)

b. Menentukan daya dukung kelompok tiang

$$Q_{pg} = E_g \times n_{tiang} \times Q_a$$

Dimana :

Q<sub>pg</sub> = Daya dukung kelompok tiang

E<sub>g</sub> = Efisiensi kelompok tiang

n<sub>tiang</sub> = jumlah tiang

Q<sub>a</sub> = Daya dukung ijin tiang

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005 : 76)

c. Jarak tiang Pondasi yang dirumuskan sebagai berikut:

$$s = \frac{1,57 \times D \times m \times n}{m + n - 2}$$

(Sumber : Bowles, Foundation Analysis and Design. 1982 : 674)

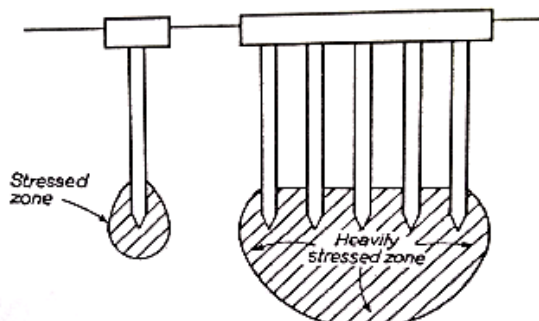
Kebanyakan peraturan bangunan menyatakan jarak minimum antara tiang sebesar 2 kali diameter sedangkan jarak optimal antara tiang

umumnya adalah antara 2,5 – 3 kali diameter, yang kemudian dapat didasarkan pada ketentuan sebagai berikut:

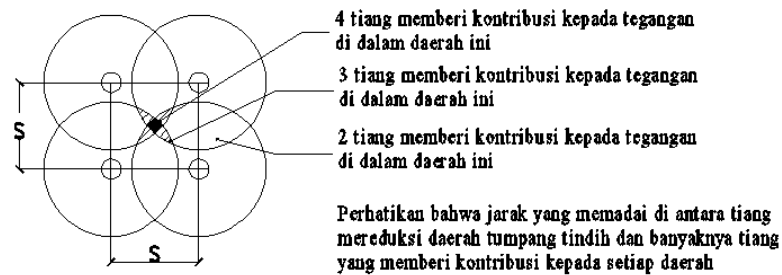
1. Jika  $S > 3.D$ , daya dukung kelompok tiang dapat diambil sama besar dengan jumlah dari seluruh daya dukung tiang ( $Eg \geq 1$ )
2. Jika  $2,5 \leq S \leq 3.D$ , maka gunakan formula efisiensi yang ada. ( $Eg < 1$ )

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005 : 77)

Dalam sistem kelompok tiang, baik pada ujung maupun pada keliling tiang akan terjadi *overlapping* (tumpang tindih) pada daerah yang mengalami tegangan akibat beban kerja struktur sehingga menimbulkan daerah pengaruh tegangan pada kelompok tiang. Daerah pengaruh tegangan pada kelompok tiang atau yang kemudian disebut *overlapping* zona tegangan di sekitar tiang ini bergantung pada jarak antar tiang dimana jarak antar tiang yang memadai diantara tiang akan mereduksi tumpang tindih dari banyaknya tiang yang memberi kontribusi kepada tiap daerah.



Gambar 2.7 Tegangan dibawah Ujung Tiang Tunggal dan Kelompok



Gambar 2.8 Ilustrasi *Overlapping* Zona Tegangan disekitar Kelompok Tiang

*Overlapping* zona tegangan ini mempengaruhi antara satu tiang dan lainnya sehingga diperlukan perhitungan efisiensi kelompok tiang dalam berbagai formula.

Meskipun beberapa formula sering digunakan untuk menentukan nilai efisiensi ini tetapi belum ada suatu peraturan bangunan yang secara khusus menetapkan cara tertentu untuk menghitungnya.

(Sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 76)

#### - Formula Sederhana

Formula ini didasarkan pada jumlah daya dukung gesekan dari kelompok tiang sebagai satu kesatuan (blok).

$$E_g = \frac{2(m + n - 2)s + 4D}{p \cdot m \cdot n}$$

Dimana :

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

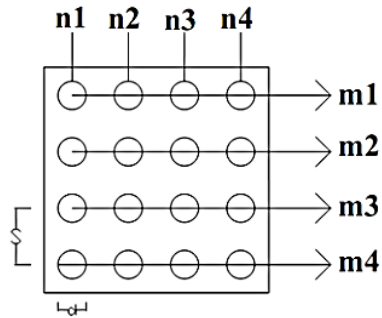
$m$  = jumlah tiang pada deretan baris

$n$  = jumlah tiang pada deretan kolom

$s$  = jarak antar tiang

$D$  = diameter tiang

$p$  = keliling dari penampang tiang



Gambar 2.9 Baris Kelompok Tiang

- Formula Converse – Labarre

$$E_g = 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \theta$$

Dimana :

$$\theta = \tan^{-1} (D/s) \dots \text{dalam derajat}$$

- Formula Los Angeles

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \left[ m \cdot (n-1) + (m-1) \cdot (n-1) \sqrt{2} \right]$$

- Formula Seiler-Keeney

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 - s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana s dinyatakan dalam meter.

- Formula Feld

Dalam metode ini kapasitas pondasi individual tiang berkurang sebesar 1/16 akibat adanya tiang yang berdampingan baik dalam arah



tegak lurus maupun dalam arah diagonal. (Sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 77-78)

#### 2.5.4.2 Daya Dukung Lateral Pondasi

##### 2.5.4.2.1 Penentuan Kriteria Tiang Pendek dan Panjang

$$T = \sqrt[3]{\frac{E_p \cdot I_p}{\eta_b}} \dots \text{(dalam satuan panjang)}$$

Dimana:

$E_p$  = modulus elastisitas tiang (ton/m<sup>2</sup>)

$I_p$  = momen inersia tiang (m<sup>4</sup>)

$\eta_b$  = konstanta modulus *subgrade* tanah

$T$  = faktor kekakuan

Tabel 2.2 Kriteria Jenis Perilaku Tiang

Jenis Perilaku Tiang	Kriteria
Pendek (kaku)	$L \leq 2 T$
Panjang (elastis)	$L \leq 4 T$

##### 2.5.4.2.2 Metode Analisis

Metode Broms

$$M_{max} = H_u \cdot (e + 0,67 \cdot x_o) \text{ dengan } X_o = 0,82 \cdot \left( \frac{H_u}{\gamma' \cdot B \cdot K_p} \right)^{0.5}$$

$$H_u = \frac{2 \cdot M_u}{e + 0,67 x_o}$$

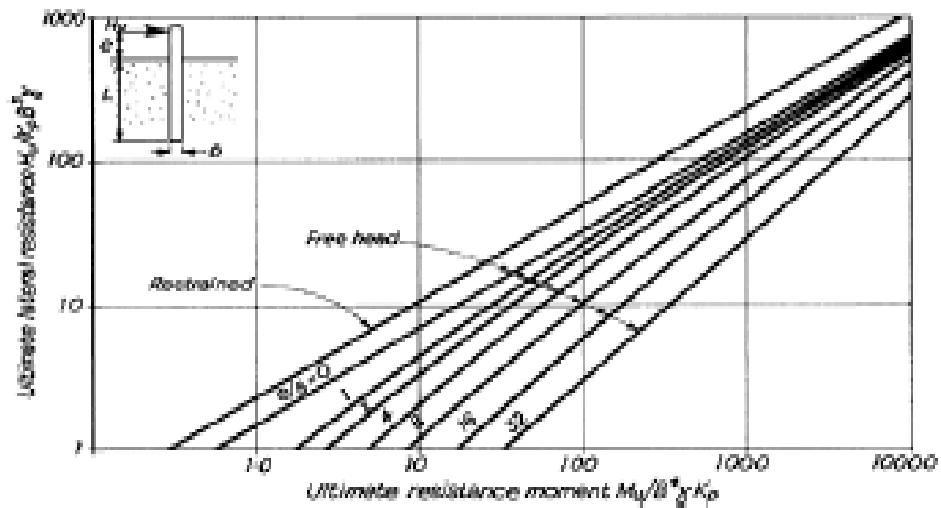
Dimana:

$M_u$  = momen kapasitas ultimit dari penampang tiang (kNm)

$x_o$  = kedalaman di bawah permukaan tanah, dihitung dari kepala tiang (m)

$e$  = jarak dari  $H_u$  ke permukaan tanah (m)

$H_u$  = beban horizontal ultimit (kN)



Gambar 2.10 Hubungan  $M_u/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$  dan  $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$

#### 2.5.4.3 Daya Dukung Ijin Tiang

Penentuan daya dukung ijin ( $Q_a$  atau  $Q_{all}$ ) dilakukan dengan membagi daya dukung ultimit dengan faktor keamanan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Q_a = \frac{Q_u}{FK}$$

Dimana :

$Q_a$  = Daya dukung ijin tiang

$Q_u$  = Daya dukung ultimit tiang

$FK$  = Faktor keamanan

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005 : 42)

Menurut Reese & O' Neil, 1989 menentukan faktor keamanan dapat dilihat dalam tabel berikut ini:

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Tabel 2.3 Faktor Keamanan untuk Pondasi Dalam

Keterangan:

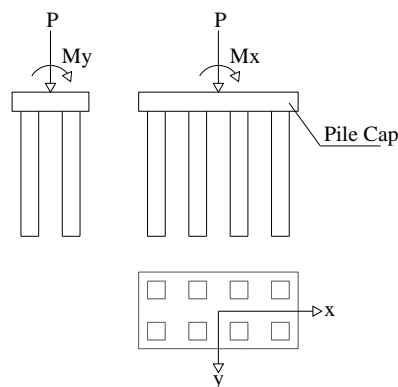
1. Bangunan monumental, umumnya memiliki umur rencana melebihi 100 tahun, seperti Tugu Monas, Monumen Garuda Wisnu Kencana, jembatan-jembatan besar, dan lain-lain.
2. Bangunan permanen, umumnya adalah bangunan gedung, jembatan, jalan raya dan jalan kereta api, dan memiliki umur rencana 50 tahun.
3. Bangunan sementara, umur rencana bangunan kurang dari 25 tahun, bahkan mungkin hanya beberapa saat saja selama masa konstruksi.
4. Kontrol Baik : kondisi tanah cukup homogen dan konstruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan professional terdapat informasi uji pembebanan di atau dekat proyek dan pengawasan konstruksi di laksanakan secara ketat.
5. Kontrol normal : situasi yang paling umum, hampir serupa dengan kondisi diatas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang.

6. Kontrol kurang : tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik.

## 2.6 Perencanaan Pile Cap

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu ketompok tiang, tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karena itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

Beban aksial dan momen yang bekerja ini akan didistribusikan ke pile cap dan ketompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau deformasi.



Gambar 2.11 *Pilecap* Pondasi

$$P_{\max} - \min = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \cdot xi}{\sum x^2} \pm \frac{My \cdot xi}{\sum y^2}$$



Dimana:

$P_{max}$  = beban maksimum yang diterima oleh pondasi

$P_u$  = jumlah total beban normal / gaya aksial

$M_x$  = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x

$M_y$  = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu y

$n_p$  = jumlah pondasi

$x, y$  = jarak pondasi terhadap titik berat x dan y

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka pile mendapatkan gaya tekan. Bila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka pile mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan atau tarik bila ada.

(Sumber : Pamungkas dan Harianti, Pondasi Tahan Gempa, 2013 : 57-58)

### 2.6.1 Kontrol Geser Pons *Pilecap*

$$1. \phi V_c = 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f'c'}}{3} \times b_o \times d$$

$$2. \phi V_c = \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f'c'} \right) \times b_o \times d$$

$$3. \phi V_c = \frac{\sqrt{f'c'}}{3} \times b_o \times d$$

Dimana :

$d$  = Tinggi efektif

$b_o$  = bidang kritis geser pons yaitu  $4(c + d)$

$c$  = lebar bidang

$\beta_c$  = perbandingan sisi panjang dan pendek kolom

$\alpha_s$  = 40 (jika termasuk kolom dalam)

## 2.7 Penulangan

### 2.7.1 Penulangan Pilecap Pondasi

Perhitungan penulangan pilecap pondasi adalah sebagai berikut:

1. Lebar penampang kritis  $B'$

$$B' = \text{lebar pile cap}/2 - \text{lebar kolom}/2$$

2. Berat pilecap pada penampang kritis  $q'$

$$q' = 2,4 \times L$$

$$M_u = 2 (P_u / 4)(s) - \frac{1}{2} q' B'^2$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{1}{2} a)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$\text{Dimana } A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \text{jumlah tulangan}$$

(Sumber : Pamungkas dan Harianti, Pondasi Tahan Gempa, 2013 : 95-96)

### 2.7.2 Penulangan Pokok Pondasi Bor

Karena pondasi tiang bor bentuknya lingkaran, maka perhitungan tulangan dihitung seperti kolom bulat, pendekatan dilakukan dengan menggunakan metode luas penampang metode ekuivalen. Menurut SNI-2847-2013 pasal 22.7.7 Kolom atau pedestal beton bulat atau berbentuk poligon beraturan diizinkan untuk diperlakukan sebagai komponen struktur bujursangkar dengan luas yang sama untuk lokasi penampang kritis untuk momen dan geser. Berikut perhitungannya:

1. Tebal penampang ke arah lendutan diambil

$$t = 0,80 \times h$$

2. Lebar ekuivalen (b) adalah

$$b = \frac{A_g}{0,8 \times h}$$

3. Menentukan jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan ( $d'$ ) dan

jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik ( $d_{\text{efektif}}$ )

$d' = \text{tebal selimut beton} + \frac{1}{2} \times d \text{ tulangan pokok}$

Beton cor setempat (non-prategang)	
	Selimut beton, mm
(a) Beton yang dicor di atas dan selalu berhubungan dengan tanah .....	75
(b) Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca:	
Batang tulangan D-19 hingga D-57 .....	50
Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil .....	40
(c) Beton yang tidak berhubungan dengan cuaca atau berhubungan dengan tanah:	
Slab, dinding, balok usuk:	
Batang tulangan D-44 dan D-57 .....	40
Batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil .....	20
Balok, kolom:	
Tulangan utama, pengikat, sengkang, spiral .....	40
Komponen struktur cangkang, pelat lipat:	
Batang tulangan D-19 dan yang lebih besar .....	20
Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil .....	13

Tabel 2.4 Ketebalan Selimut Beton menurut SNI 2847:2013

4. Luas penampang pondasi

$$A_g' = \left[ \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right]$$

5. Luas tulangan penampang baja

Menurut SNI-2847-2013 pasal 10.9.1 luas tulangan longitudinal komponen struktur tekan non komposit tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang  $A_g$  ( 1% - 8%  $A_g$  )

$$A_{S \text{ perlu}} = \rho (1\% - 8\%) \times A_g$$

Jumlah tulangan  $A_s$  ada ( $n \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$ ) >  $A_s$  perlu

#### 6. Pemeriksaan beban ultimate beton ( $P_{nb}$ ) dan momen ultimate beton ( $M_{nb}$ )

Pemeriksaan beban dilakukan dalam

- kondisi seimbang
- kondisi seimbang dengan  $1,25 f_y$
- kondisi patah desak ( $c > c_b$ )
- kondisi patah tarik ( $c < c_b$ )
- kondisi lentur murni  $d' < c < y_2$  ; dimana  $y_2$  adalah  $y_1 = d'$  ditambah jarak antara tulangan.

Kuat beban aksial maksimum menurut SNI-2847-2013 Pasal 10.3.6.1 Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral yaitu:

$$\phi P_n \max = 0,85 \phi \cdot [ 0,85 f_c' (A_g - A_s \text{ ada}) + f_y \cdot A_s \text{ ada} ]$$

Menurut SNI-2847-2013 Pasal 10.3.7 Komponen struktur yang dibebani aksial tekan harus didesain terhadap momen maksimum yang mungkin menyertai beban aksial. Beban aksial terfaktor  $P_u$  dengan eksentrisitas yang ada tidak boleh melampaui nilai  $\phi P_n$  ( $\phi P_n > P_u$ ) . Menurut SNI-2847-2013 Bab C.9.3.5, Pasal 22,  $\phi$  harus sebesar 0,65 untuk lentur, tekan, geser, dan tumpuan beton polos struktur.

Regangan tekan baja ( $\epsilon_s'$ )

$$\epsilon_s' = \frac{Cb - d'}{Cb} \cdot \epsilon_c' \quad ;$$

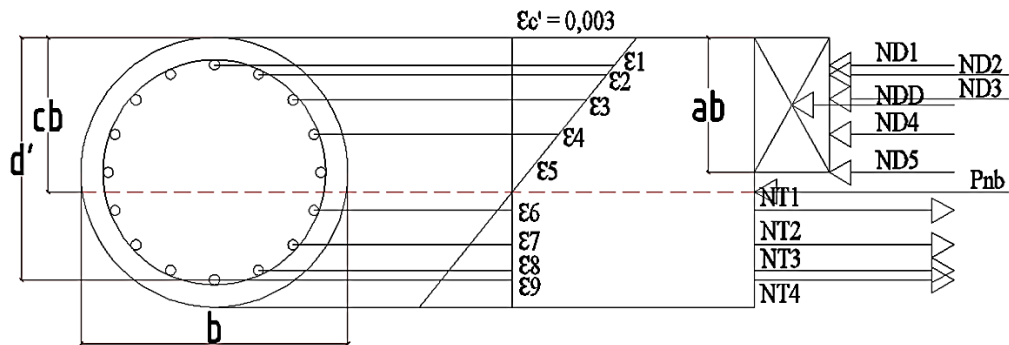
$\epsilon_c'$  = regangan maksimum yang terjadi 0,003



Jika  $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$ , maka kondisi baja tekan “leleh” sehingga tegangan tekan baja  $f_s' = f_y$ .

Jika  $\epsilon_s' < \epsilon_y$ , maka kondisi baja tekan “belum leleh” sehingga tegangan tekan baja

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s$$



Gambar 2.12 Contoh Diagram Tegangan dan Regangan

Perhitungan beban ultimate (  $P_{nb}$  ) dan momen ultimate (  $M_{nb}$  )

Beban ultimate (  $P_{nb}$  )

$$P_{nb} = (0,85 \times f_c' \times b_{ekivalen} \times ab) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)$$

Momen ultimate beton (  $M_{nb}$  )

$$M_{nb} = 0,85 \times f_c' \times b \times ab \left( \frac{h}{2} - \frac{ab}{2} \right) + (A_s \times f_s' \times \frac{h}{2} - d') + (A_s \times f_y \times \left( \frac{h}{2} - (d' + x) \right))$$

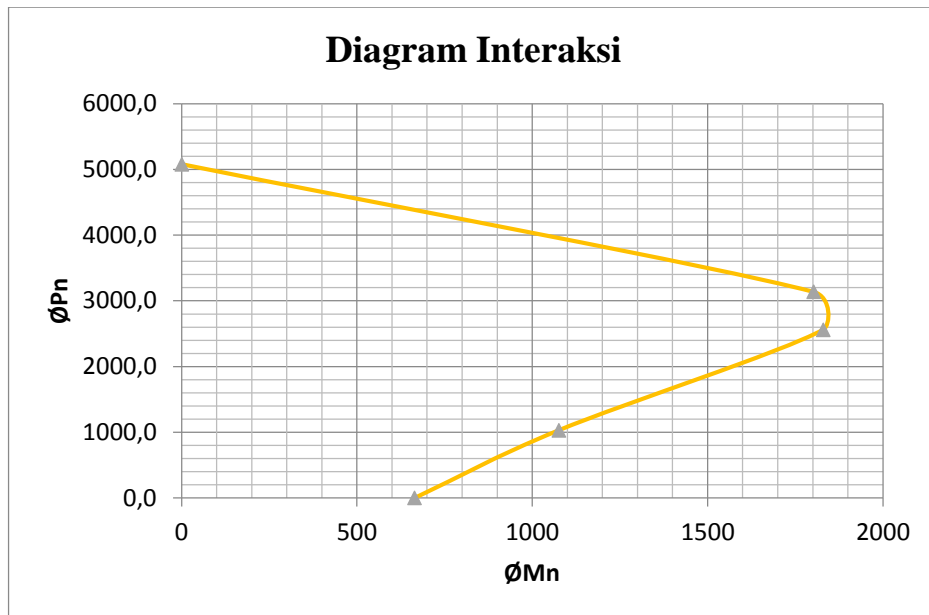
Dimana:

$$a_b = \text{Lebar daerah tekan} = \beta \times c_b$$

$$c_b = \text{kedaan seimbang} = \frac{600 \times d}{600 + f_y}$$

$$d = h - d'$$

$$f_s' = \text{Tegangan tekan tulangan baja} = 600 \times \frac{c_b - d}{c_b}$$



Grafik 2.1 Contoh Diagram Interaksi

### 2.7.3 Penulangan Spiral Pondasi Tiang Bor

1. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \phi \text{ sengkang} + \frac{1}{2} D \text{ pokok}$$

$$d = \text{Diameter pondasi} - (2 \times d')$$

2. Diameter inti tiang (  $D_c$  )

$$D_c = \text{Diameter tiang} - (2 \times d')$$

3. Luas penampang tiang bor (  $A_g$  )

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times \text{Diameter tiang}^2$$

4. Luas penampang inti bor (  $A_c$  )

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 - \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,45 \times \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[ \frac{f_{c'}}{f_y} \right]$$

Dimana:

$A_g$  = Luas penampang lintang kotor

$A_c$  = Luas penampang lintang inti (tepi luar ke tepi luar spiral)

$\rho_s$  = Rasio penulangan

$f'_c$  = Mutu beton

$f_y$  = Tegangan luluh tulangan baja spiral, tidak lebih dari 400 MPa

5. Kontrol jarak sengkang

$$\phi (V_s + V_c) > V_u$$

Dimana :

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$V_c = 0$  (jika memenuhi syarat: Gaya Aksial  $< A_g \times f'_c / 20$ )

Jika tidak memenuhi syarat,

$$V_c = 0,17 \left[ 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right] \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

Menurut SNI 2847-2013 pasal 7.10.4.3 Spasi bersih antar spiral tidak boleh melebihi 75 mm, atau tidak kurang dari 25 mm. Sedangkan menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu tidak boleh melebihi 6 kali diameter dan 150 mm.

## 2.8 Pembebanan

Konstruksi pondasi harus mampu menahan beban yang bekerja di atasnya, sehingga gedung tersebut tidak mengalami keruntuhan. Adapun perhitungan pembebanan terdiri dari:

### 2.8.1 Beban Mati

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 3, Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural lainnya serta peralatan lain termasuk berat keran. Beban mati yang bekerja pada struktur bangunan ini berupa beban yang berasal dari berat sendiri elemen struktur dan beban mati tambahan antara lain adalah sebagai berikut :

- Beban struktur beton bertulang ( beban sendiri ) =  $2400 \text{ Kg/m}^3$
- Beban pasangan dinding =  $1700 \text{ Kg/m}^3$
- Berat spesi per cm tebal =  $21 \text{ Kg/m}^2$
- Berat penutup lantai per cm tebal =  $24 \text{ Kg/m}^2$

Analisis pembebanan struktur portal menggunakan beban-beban berdasarkan

Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG-1983)

Menurut SNI 2847-2013 pasal 8.12.2, lebar plat efektif yang diperhitungkan bekerjasama dengan rangka menahan momen lentur ditentukan sebagai berikut :

a) Jika balok mempunyai plat 2 sisi

Lebar efektif diambil nilai terkecil dari :

- $b_{\text{eff}} < \frac{1}{4}$  dari panjang bentang balok
- $b_{\text{eff}} < b_w + (8 \times h_{f_{\text{kiri}}}) + (8 \times h_{f_{\text{kanan}}})$
- $b_{\text{eff}} < b_w + \frac{1}{2}$  jarak bersih ke badan di sebelahnya.

b) Jika balok hanya mempunyai plat satu sisi.

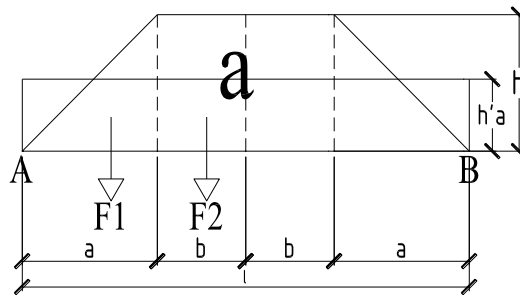
Lebar efektif diambil dari nilai terkecil dari :

- $b_{\text{eff}} < \frac{1}{12}$  dari panjang bentang balok
- $b_{\text{eff}} < b_w + (6 \times h_{f_{\text{kiri}}}) + (6 \times h_{f_{\text{kanan}}})$

- $b_{\text{eff}} < b_w + \frac{1}{2}$  jarak bersih ke badan di sebelahnya.

### Perataan Beban

#### Perataan Beban Tipe 1



Gambar 2.13 Contoh Perataan Beban Tipe 1

$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times h$$

$$F2 = b \times h$$

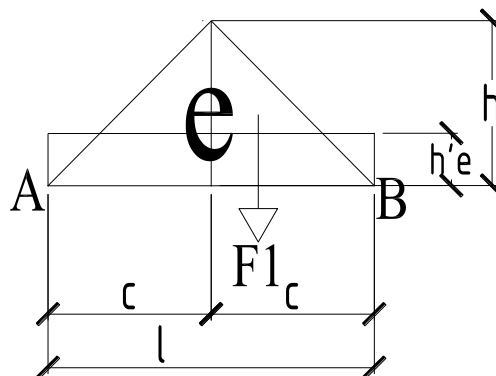
$$R_A = R_B = F1 + F2$$

$$M_{\text{max}1} = M_{\text{max}2}$$

$$M_{\text{max}1} = \frac{1}{8} \times h' \times a \times l^2$$

$$M_{\text{max}2} = R_A \cdot x - F1 \cdot \left( x + \frac{1}{3} x \right) - F2 \cdot \frac{1}{2} x$$

#### Perataan Beban Tipe 2



Gambar 2.14 Contoh Perataan Beban Tipe 2



$$F1 = F2 = \frac{1}{2} x a x h$$

$$RA = RB = F1 + F2$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$M_{max1} = \frac{1}{8} x h' a x l^2$$

$$M_{max2} = RA.x - F1 . \frac{1}{3} x$$

### 2.8.2 Beban Hidup

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 4, beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi, seperti beban air hujan, beban gempa, beban banjir.

Beban hidup yang diperlukan/digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung,

Beban hidup gedung yang adalah beban yang bekerja pada gedung yang diakibatkan oleh:

- Beban hidup lantai atap = 96 Kg/m<sup>2</sup>
- Beban hidup bangunan ruko = 479 Kg/m<sup>2</sup>

### 2.8.3 Beban Gempa

Peninjauan beban gempa pada perencanaan struktur bangunan ini ditinjau dengan menggunakan SNI 1726 : 2012. Fungsi response spectrum ditetapkan sesuai peta wilayah gempa sebagaimana ketentuan dalam SNI 03-1726-2012, serta mempertimbangkan kondisi tanah dilokasi rencana struktur bangunan.

Parameter-parameter perhitungan gaya gempa berupa *base shear* mengacu pada ketentuan yang telah diatur dalam SNI 03-1726-2012. Penjelasan metode perhitungan pembebanan gempa dapat diperhatikan pada sub.bab 2.2 tentang analisa seismik.

Beban gempa yang dianalisis menggunakan analisis statistik ekivalen adalah sebagai berikut:

**b. Menentukan Kategori Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan**

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.4 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan *I<sub>e</sub>* menurut Tabel 2.5

Jenis Pemanfaatan Kategori Risiko						Kategori resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:						I
- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan						
- Fasilitas sementara						
- Gudang penyimpanan						
- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya						
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:						II
- Perumahan ; Rumah toko dan Rumah kantor						
- Pasar						
- Gedung perkantoran						
- Gedung apartemen/ Rumah susun						
- Pusat perbelanjaan/ mall						
- Bangunan industri						
- Fasilitas manufaktur						
- Pabrik						

<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-Bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan Fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan Fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki</li> </ul>	IV

Sumber : Tabel 1 SNI 1726 – 2012

Tabel 2.5 Tabel Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Kategori Risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I dan II	1
III	1,25
IV	1,5

Sumber : Tabel 2 SNI 1726 – 2012

Tabel 2.6 Faktor Keamanan Gempa

#### b. Menentukan Parameter Percepatan Gempa ( $S_s$ , $S_1$ )

Parameter (percepatan batuan dasar pada perioda pendek  $S_s$  dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik  $S_1$ ) harus ditetapkan masing-masing dari respons

spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan dalam beberapa kelas situs yakni SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras, sangat padat dan batuan linak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (tanah khusus).







**c. Menentukan Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ )**

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ( $SMS$ ) dan perioda 1 detik ( $SMI$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{ms} = F_a \times S_s$$

$$S_{m1} = F_v \times S_1$$

Dimana :

$S_s$  : parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk perioda pendek;  $S_1$  : Parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

Kelas	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik ( $S_s$ )				
Situs	$S_s \leq 0,25$	$S_s \leq 0,5$	$S_s \leq 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s \leq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$SS^b$				

Tabel 2.7 Koefisien Situs ( $F_a$ )

- a) Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi
- b)  $S_s$  = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Kelas	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCER) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik ( $S_1$ )				
Situs	$S_s \leq 1$	$S_s \leq 2$	$S_s \leq 3$	$S_s \leq 4$	$S_s \leq 5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,5
SF	$SS^b$				

Tabel 2.8 Koefisien Situs ( $F_v$ )

- a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi
- b)  $S_s$  = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Parameter percepatan spectral desain untuk perioda pendek SDS dan pada perioda 1 detik SD1, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

#### d. Menentukan Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.5 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_o$  , spektrum respons percepatan desain  $S_a$  harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain ( $S_a$ ) sama dengan  $S_{DS}$  ;

Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$  spektrum respons percepatan desain ( $S_a$ ) diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dengan,

$S_{DS}$  : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

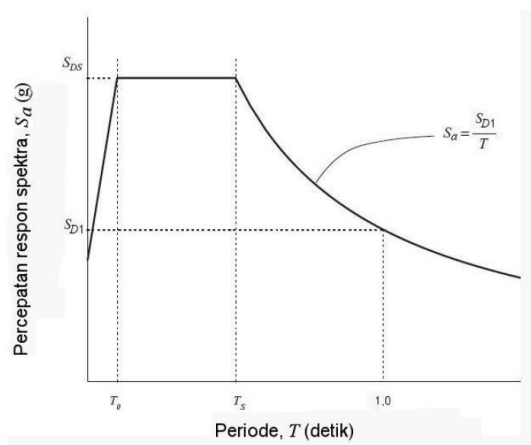
$S_{D1}$  : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

$T$  : Perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Berikut adalah grafik respons desain



Grafik 2.2 Spektrum Respons Desain

**e. Menentukan Kategori Desain Seismik**

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik  $SI$  lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dgn kategori desain seismik E.

Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik  $SI$  lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya,  $SDS$  dan  $SDI$ . Masing- masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 2.5 atau 2.6, terlepas dari nilai periode fundamental getaran struktur ( $T$ ). Apabila lebih kecil dari 0,75, kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan sesuai Tabel 2.5 saja, di mana berlaku semua ketentuan di bawah :

1. Pada masing-masing dua arah ortogonal, perkiraan periode fundamental struktur ( $T_a$ ) yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1 (SNI 1726 :2012) adalah kurang dari  $0,8 T_s$
2. Pada masing-masing dua arah orthogonal, periode fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar lantai adalah kurang dari  $T_s$ .
3. Diafragma struktural adalah kaku sebagaimana disebutkan di pasal 7.3.1 (SNI 1726 : 2012) atau untuk diafragma yang fleksibel, jarak antara elemen-elemen vertikal penahan gaya gempa tidak melebihi 12 m.



$S_{DS}$	Kategori Resiko	
	I / II / III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

Tabel 2.9 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

$S_{D1}$	Kategori Resiko	
	I / II / III	IV
$SDS < 0,067$	A	A
$0,067 \leq SDS < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SDS < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

#### f. Batasan Periode fundamental Struktur ( $T$ )

Periode fundamental struktur ( $T$ ), tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dari tabel 2.7 dan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ). sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur ( $T$ ) diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan ( $T_a$ ). Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_s = C_t \times h_n^x$$

Dengan,

$h_n$  : adalah ketinggian struktur (m) dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur

$C_t$  : ditentukan dari tabel 2.11

$x$  : ditentukan dari tabel 2.11

$$T_{\max} = C_u \times T_a$$

Dengan:

$C_u$  : ditentukan dari tabel 2.10

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik (SD1)	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 2.11 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung

Tipe Struktur	$C_t$	$\alpha$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka Baja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

Tabel 2.12 Nilai Parameter Perioda Pendekatan  $C_t$  dan  $\alpha$

#### g. Perhitungan Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismic ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s \times W$$

Dengan,

$C_s$  : koefisien respons Seismik

$W$  : Berat Seismik efektif

Koeisien respons seismic ( $C_s$ ) harus ditentukan sesuai dengan ;

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e}$$

Dengan,

$S_{DS}$  : Parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang perioda pendek

$R$  : faktor modifikasi respons

$I_e$  : faktor keutamaan gempa dalam tabel 2.5

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak perlu melebihi kuat berikut ini :

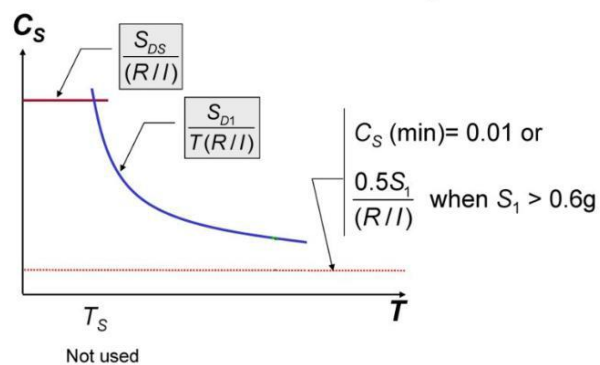
$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \times R/I_e}$$

Dan  $C_s$  harus tidak kurang dari,

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

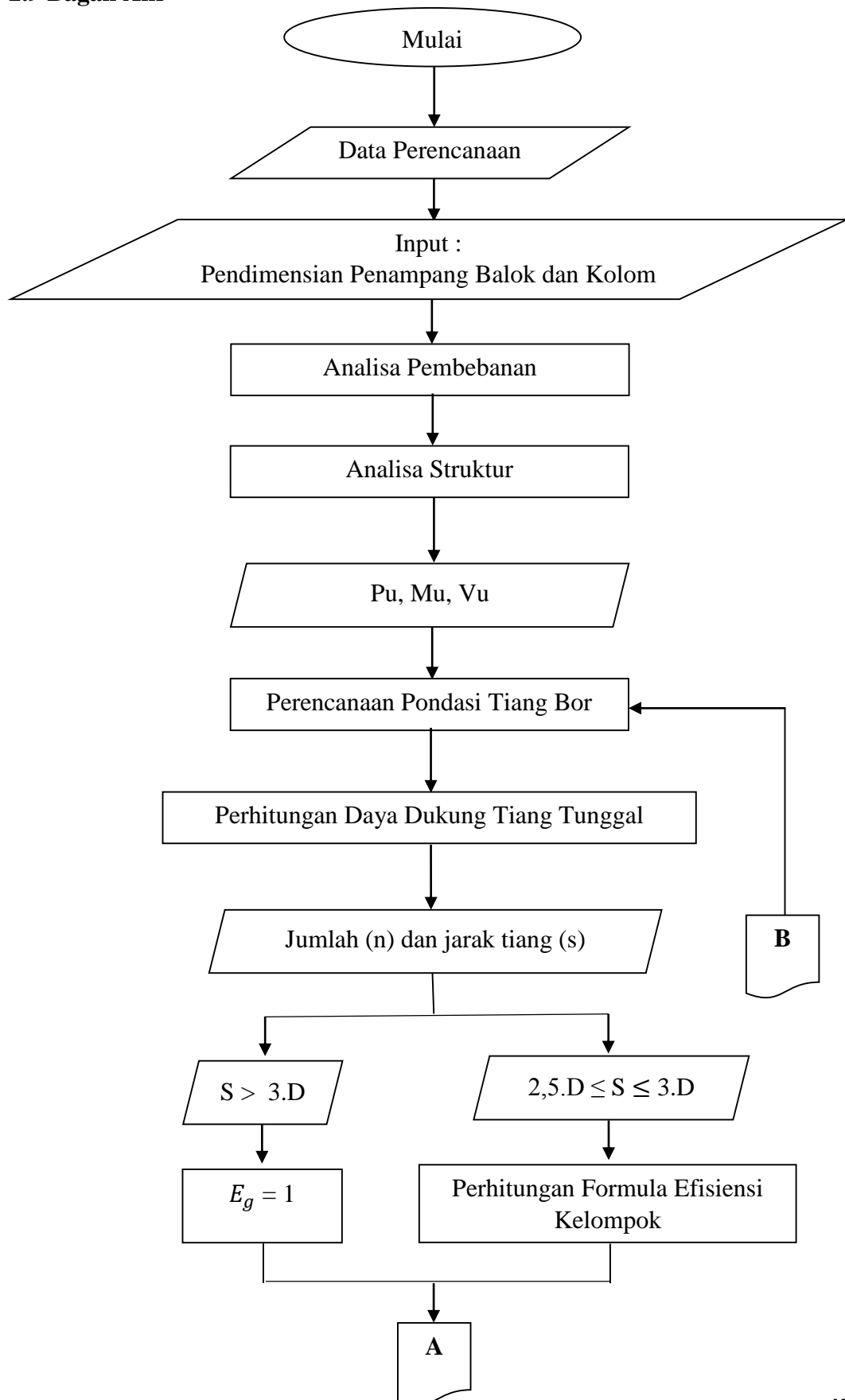
### Equivalent Lateral Force Procedure

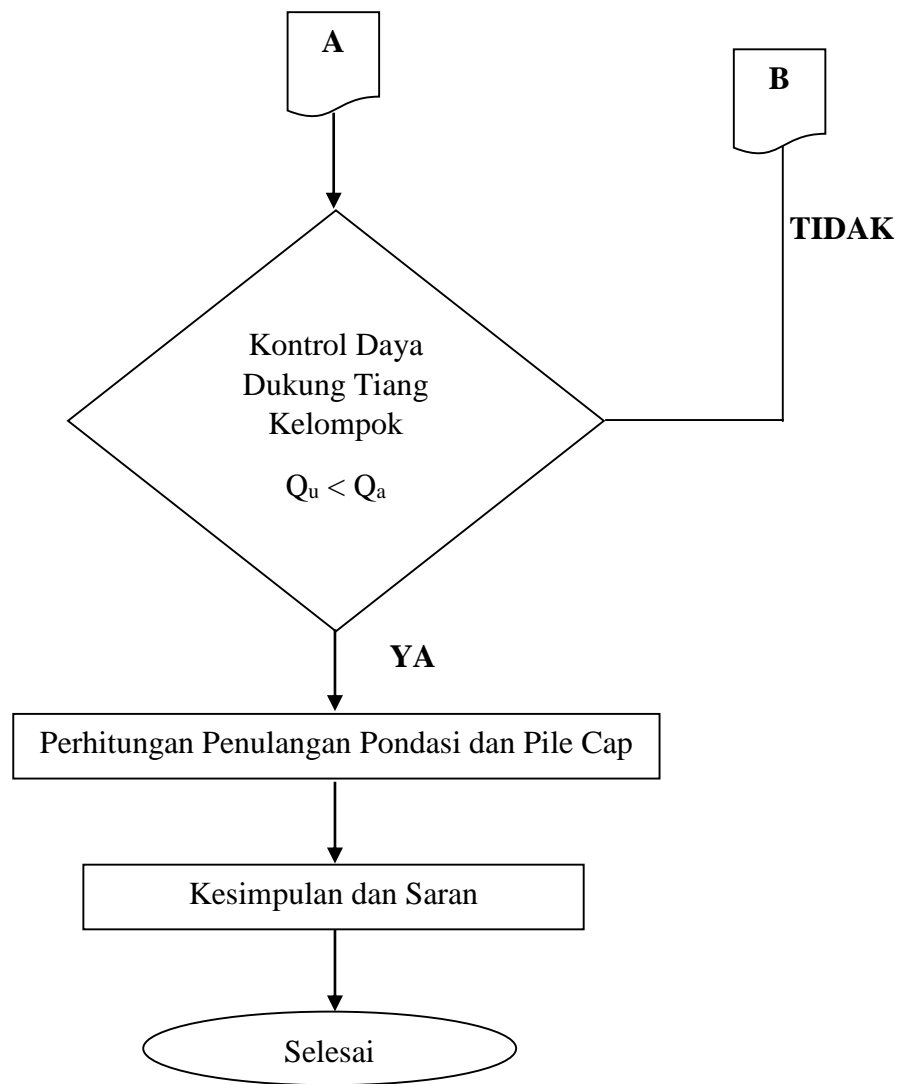
Determine Base Shear:  $V = C_s W$



Grafik 2.3 Perhitungan Geser Dasar Seismik

## 2.9 Bagan Alir





## BAB III

### ANALISA DATA PERENCANAAN

#### 3.1 Data - Data Perencanaan

##### 3.1.1 Data Bangunan

- Nama gedung	=	Ruko Proyek Puncak CBD Surabaya
- Lokasi gedung	=	Wiyung-Surabaya
- Fungsi bangunan	=	Rumah Toko (Ruko)
- Jumlah lantai	=	5 + Atap
- Bentang memanjang	=	20,04 m
- Bentang melintang	=	85,45 m
- Luas bangunan	=	1712,287 m <sup>2</sup>
- Tinggi bangunan	=	18,00 m
- Tinggi per lantai		
Base	ke lantai 1	= 4,00 m
Lantai 1	ke lantai 2	= 4,00 m
Lantai 2	ke lantai 3	= 3,40 m
Lantai 3	ke lantai 4	= 3,40 m
Lantai 4	ke lantai 5	= 3,20 m +
Total tinggi bangunan	=	18,00 m

##### 3.1.2 Data Material

Dalam perencanaan ini gedung, mutu bahan yang digunakan adalah sebagai berikut :

#### 1. Peraturan Perencanaan Dasar

- a SNI 1726: 2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
- b SNI 2847 : 2013, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.
- c SNI 1727 : 2013, Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan



#### Gedung dan Struktur Lain

2. Kuat Tekan Beton ( $f_c'$ ) : K 500 : 41,50 MPa
3. Tegangan Leleh Tulangan ( $f_y$ ) : Tulangan utama dan sengkang  
Untuk  $D < 10$  = 240 MPa ( BJTP )  
Untuk  $D > 10$  = 390 MPa ( BJTD )

#### 4. Pembebanan

Perencanaan pembebanan dihitung dari berat sendiri struktur, beban hidup akibat fungsi struktur dan beban lateral akibat gempa.

- Kode pembebanan adalah sebagai berikut:
  - Beban mati (Dead) : D
  - Beban hidup (Live) : L
  - Beban gempa : E
- Berat sendiri dari material konstruksi sesuai dengan PPIUG 1987 diambil sebagai berikut:
  - Beton bertulang : 2400 Kg/m<sup>3</sup>
  - Berat dinding : 1700 Kg/m<sup>3</sup>
  - Beton ( bukan pengisi ) : 2200 Kg/m<sup>3</sup>
  - Beton cyclop : 1850 Kg/m<sup>3</sup>
  - dari semen (adukan/cm tebal) : 21 Kg/m<sup>2</sup>
  - penutup lantai(adukan/cm tebal) : 24 Kg/m<sup>2</sup>
- Beban hidup yang direncanakan sesuai dengan PPIUG 1987 adalah sebagai berikut:
  - Beban hidup bangunan (ruko) : 479 Kg/m<sup>2</sup>
  - Beban hidup plat : 96 Kg/m<sup>2</sup>
- Dimensi yang Dipakai
  - Dimensi Balok
    1. Balok B 1 ; b = 30 cm h = 50 cm
    2. Balok B 2 ; b = 25 cm h = 50 cm
    3. Balok B 3 ; b = 20 cm h = 40 cm
  - Dimensi Kolom
    1. Kolom K 1 ; b = 40 cm h = 60 cm

2. Kolom K 2 ;  $b = 35 \text{ cm}$     $h = 40 \text{ cm}$

- Dimensi Plat

1. Plat S 1 ; tebal = 13 cm

### 3.2 Perhitungan Pembebanan

- Input dimensi balok, kolom, dan plat lantai sesuai dengan proyek
- Perataan beban plat dihitung secara manual
- Perhitungan berat sendiri plat dan balok dihitung secara manual
- Perhitungan berat sendiri kolom akan dihitung menggunakan ETABS

#### 3.2.1 Perhitungan beban kolom

- Lantai Basement dan Lantai 1

- **Kolom K1**

Beban mati (qd)

Dimensi  $b : 40 \text{ cm}$  ;  $h : 60 \text{ cm}$  ;  $t : 400 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{- Berat sendiri kolom} &= b \times h \times t \times \text{bj.beton} \\ &= 0,4 \times 0,6 \times 4 \times 2400 \\ &= 2304 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Lantai 2 dan 3

- **Kolom K2**

Beban mati (qd)

Dimensi  $b : 35 \text{ cm}$  ;  $h : 40 \text{ cm}$  ;  $t : 340 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{- Berat sendiri kolom} &= b \times h \times t \times \text{bj.beton} \\ &= 0,35 \times 0,4 \times 3,4 \times 2400 \\ &= 1142 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Lantai 4

- **Kolom K2**

Beban mati (qd)

Dimensi  $b : 35 \text{ cm}$  ;  $h : 40 \text{ cm}$  ;  $t : 320 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri kolom} &= b \times h \times t \times \text{bj.beton} \\
 &= 0,35 \times 0,4 \times 3,2 \times 2400 \\
 &= 1075 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

### 3.2.2 Perhitungan Beban Plat

#### - Lantai Basement

##### · Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri plat} &= 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 312 \text{ Kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat spesi ( tebal 4 cm )} &= 4 \times 21 \text{ Kg/m}^2 = 84 \text{ Kg/m}^2 \\
 - \text{ Penutup lantai (keramik)} &= 1 \times 24 \text{ Kg/m}^2 = 24 \text{ Kg/m}^2 \\
 &\text{qd} = 420 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

##### · Beban hidup (ql)

$$- \text{ Lantai pertokoan untuk ruko} = \text{ql} = 479 \text{ Kg/m}^2$$

#### - Lantai 1

##### · Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri plat} &= 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 312 \text{ Kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat spesi ( tebal 4 cm )} &= 4 \times 21 \text{ Kg/m}^2 = 84 \text{ Kg/m}^2 \\
 - \text{ Penutup lantai (keramik)} &= 1 \times 24 \text{ Kg/m}^2 = 24 \text{ Kg/m}^2 \\
 &\text{qd} = 420 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

##### · Beban hidup (ql)

$$- \text{ Lantai pertokoan} = \text{ql} = 479 \text{ Kg/m}^2$$

#### - Lantai 2, 3 dan 4

##### · Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri plat} &= 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 312 \text{ Kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat spesi ( tebal 4 cm )} &= 4 \times 21 \text{ Kg/m}^2 = 84 \text{ Kg/m}^2 \\
 - \text{ Penutup lantai (keramik)} &= 1 \times 24 \text{ Kg/m}^2 = 24 \text{ Kg/m}^2 \\
 &\text{qd} = 420 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

##### · Beban hidup (ql)

$$- \text{ Lantai pertokoan} = \text{ql} = 479 \text{ Kg/m}^2$$

#### - Lantai Atap

##### · Beban mati (qd)

$$- \text{ Berat sendiri plat} = 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 312 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat spesi ( tebal 4 cm ) } &= 4 \times 21 \text{ Kg/m}^2 = 84 \text{ Kg/m}^2 \\
 q_d &= 396 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

· Beban hidup (ql)

$$\begin{aligned}
 - \text{ Lantai plat } &= q_l = 96 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

### 3.2.3 Perhitungan Perataan Beban Plat

Contoh perhitungan perataan beban, perhitungan selanjutnya ditabelkan:

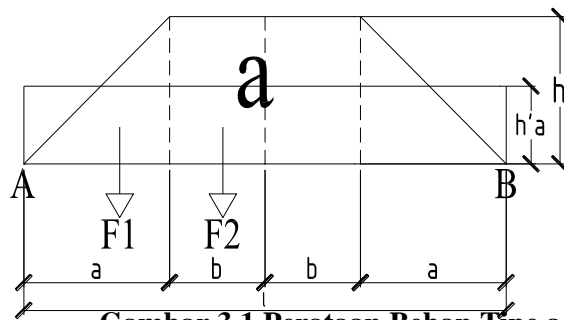
1. Perataan Beban Tipe a

$$a = 0,888 \text{ m}$$

$$b = 1,612 \text{ m}$$

$$l = 5,000 \text{ m}$$

$$h = 0,900 \text{ m}$$



Gambar 3.1 Perataan Beban Tipe a

$$\begin{aligned}
 F1 &= 1/2 \times a \times h \\
 &= 0,5 \times 0,888 \times 0,9 = 0,40 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F2 &= b \times h \\
 &= 1,61 \times 0,9 = 1,451 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_A &= R_B = F1 + F2 = 0,400 \text{ m}^2 + 1,451 \text{ m}^2 \\
 &= 1,850 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max 1} &= 1/8 \cdot h'a \cdot l^2 \\
 &= 0,13 \cdot h'a \cdot 25,000 \\
 &= 3,125 \cdot h'a
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max 2} &= (R_A \cdot (a + b)) - (F_1 (b + 1/3 a)) - (F_2 \cdot 1/2 \cdot b) \\
 &= (1,850 \cdot 2,500) - (0,400 (1,612 + 0,296)) \\
 &\quad - (1,451 \cdot 1/2 \cdot 1,612) \\
 &= 2,694
 \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$3,13 \cdot h'a = 2,694$$

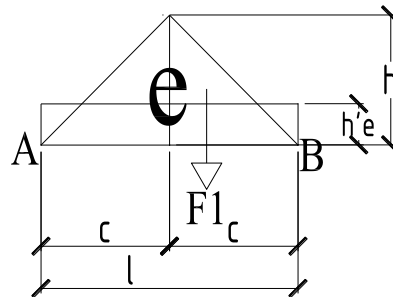
$$h'a = 0,862 < 0,9 \quad (\text{OK})$$

## 2. Perataan Beban Tipe e

$$c : 0,308$$

$$l : 0,616$$

$$h : 0,306$$



**Gambar 3.2 Perataan Beban Tipe e**

$$F1 = 1/2 \times c \times h$$

$$= 0,5 \times 0,308 \times 0,306 = 0,05 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = 0,05 \text{ m}^2$$

$$M_{\max 1} = 1/8 \times h'e \times l^2$$

$$= 0,13 \times h'e \times 0,37946$$

$$= 0,047 \times h'e$$

$$M_{\max 2} = (RA \times c) - (F1 \times 1/3 \times c)$$

$$= (0,05 \times 0,308) - (0,05 \times 1/3 \times 0,308)$$

$$= 0,0145 - 0,00484$$

$$= 0,0097$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$0,047 \times h'e = 0,010$$

$$h'e = 0,204 < 0,306 \quad (\text{OK})$$



Tipe	Bentuk	a/c	b	l	h	F1	F2	RA = RB	MMax1	MMax2	h'	cek
a	trapesium	0,888	1,612	5,000	0,900	0,400	1,451	1,850	3,125 h'	2,694	0,862	(OK)
b	segitiga	0,404	-	0,808	0,406	0,082	-	0,082	0,082 h'	0,022	0,271	(OK)
c	segitiga	0,404	-	0,808	0,406	0,082	-	0,082	0,082 h'	0,022	0,271	(OK)
d	trapesium	0,785	0,049	1,668	0,775	0,304	0,038	0,342	0,348 h'	0,190	0,546	(OK)
e	segitiga	0,775	-	1,550	0,785	0,304	-	0,304	0,300 h'	0,157	0,523	(OK)
f	trapesium	1,258	1,242	5,000	1,275	0,802	1,584	2,386	3,125 h'	3,648	1,167	(OK)
g	segitiga	1,275	-	2,550	1,258	0,802	-	0,802	0,813 h'	0,682	0,839	(OK)
h	trapesium	1,951	0,549	5,000	1,978	1,930	1,086	3,015	3,125 h'	4,926	1,576	(OK)
i	segitiga	1,978	-	3,956	1,951	1,930	-	1,930	1,956 h'	2,544	1,301	(OK)
j	segitiga	2,500	-	5,000	2,533	3,166	-	3,166	3,125 h'	5,277	1,689	(OK)
k	trapesium	2,533	0,037	5,140	2,500	3,166	0,093	3,259	3,302 h'	5,583	1,690	(OK)
l	trapesium	2,533	0,494	6,054	2,500	3,166	1,235	4,401	4,581 h'	8,780	1,916	(OK)
m	trapesium	0,888	1,549	4,874	0,900	0,400	1,394	1,794	2,969 h'	2,554	0,860	(OK)
n	segitiga	0,825	-	1,650	0,836	0,345	-	0,345	0,340 h'	0,190	0,557	(OK)
o	trapesium	0,836	0,064	1,800	0,825	0,345	0,053	0,398	0,405 h'	0,238	0,588	(OK)
p	trapesium	1,258	1,179	4,874	1,275	0,802	1,503	2,305	2,969 h'	3,450	1,162	(OK)
q	trapesium	1,951	0,486	4,874	1,978	1,930	0,961	2,891	2,969 h'	4,619	1,555	(OK)
r	segitiga	2,437	-	4,874	2,470	3,010	-	3,010	2,969 h'	4,890	1,647	(OK)
s	trapesium	2,470	0,100	5,140	2,437	3,010	0,244	3,253	3,302 h'	5,570	1,687	(OK)
t	segitiga	2,437	-	4,874	2,470	3,010	-	3,010	2,969 h'	4,890	1,647	(OK)
u	trapesium	2,470	0,557	6,054	2,437	3,010	1,357	4,367	4,581 h'	8,687	1,896	(OK)

v	trapesium	2,146	0,354	5,000	2,175	2,334	0,770	3,104	3,125 h'	5,127	1,641	(OK)
w	segitiga	2,175	-	4,350	2,146	2,334	-	2,334	2,365 h'	3,384	1,431	(OK)
x	trapesium	2,146	0,291	4,874	2,175	2,334	0,633	2,967	2,969 h'	4,789	1,613	(OK)
y	trapesium	0,950	0,063	2,026	0,956	0,454	0,060	0,514	0,513 h'	0,347	0,676	(OK)
z	segitiga	0,956	-	1,912	0,950	0,454	-	0,454	0,457 h'	0,289	0,633	(OK)
aa	trapesium	0,950	0,538	2,976	0,956	0,454	0,514	0,968	1,107 h'	0,915	0,826	(OK)
ab	segitiga	0,776	-	1,552	0,781	0,303	-	0,303	0,301 h'	0,157	0,521	(OK)
ac	trapesium	0,781	0,495	2,552	0,776	0,303	0,384	0,687	0,814 h'	0,553	0,679	(OK)
ad	trapesium	0,553	1,947	5,000	0,583	0,161	1,135	1,296	3,125 h'	1,792	0,573	(OK)
ae	segitiga	0,583	-	1,166	0,553	0,161	-	0,161	0,170 h'	0,063	0,369	(OK)
af	trapesium	0,950	0,475	2,850	0,956	0,454	0,454	0,908	1,015 h'	0,827	0,814	(OK)
ag	trapesium	0,553	1,884	4,874	0,583	0,161	1,098	1,260	2,969 h'	1,701	0,573	(OK)
ah	trapesium	0,950	0,475	2,850	0,956	0,454	0,454	0,908	1,015 h'	0,827	0,814	(OK)
ai	trapesium	1,022	0,060	2,164	0,956	0,489	0,057	0,546	0,585 h'	0,393	0,672	(OK)
aj	segitiga	0,956	-	1,912	1,022	0,489	-	0,489	0,457 h'	0,311	0,681	(OK)
ak	trapesium	1,271	1,229	5,000	1,275	0,810	1,567	2,377	3,125 h'	3,641	1,165	(OK)
al	segitiga	1,275	-	2,550	1,271	0,810	-	0,810	0,813 h'	0,689	0,847	(OK)
am	trapesium	1,022	0,060	2,164	0,956	0,489	0,057	0,546	0,585 h'	0,393	0,672	(OK)
an	trapesium	1,270	1,167	4,874	1,275	0,810	1,488	2,298	2,969 h'	3,443	1,160	(OK)
ao	trapesium	0,950	1,550	5,000	0,956	0,454	1,482	1,936	3,125 h'	2,844	0,910	(OK)
aq	trapesium	0,950	1,488	4,876	0,956	0,454	1,423	1,877	2,972 h'	2,697	0,908	(OK)

Tabel 3.1 Perataan Beban

### 3.2.4 Perhitungan pembebanan balok

#### 3.2.4.1 Perhitungan pembebanan balok memanjang

Contoh perhitungan pembebanan balok, perhitungan selanjutnya ditabelkan:

- **Lantai Basement**

Tinggi dinding	= 4,0 m
Tebal plat	= 0,13 m
Bj Beton	= 2400 Kg/m <sup>3</sup>
Bj Batu Bata	= 1700 Kg/m <sup>3</sup>
Bs. Plat	= 420 Kg/m <sup>2</sup>

#### **Line A''**

→ Balok B1 grid A1-A2=A2-A3=A3-A4=A4-A5=A7-A8=A8-A9=A9-A10  
=A10-A11=A13-A14=A14-A15=A15-A16=A16-A17=A17-A18

Balok B1 ; dimensi : b= 30 cm dan h= 50 cm

Tipe balok = Balok L

Berat sendiri balok = [(b x (hbalok-hplat)) x bj beton]  
= [(0,30 . (0,5 - 0,13)) x 2400]  
= 266,4 Kg/m

Berat retening wall = (tinggi dinding - tinggi balok) x tebal x bj beton  
= [(4 - 0,5) x 0,15 x 2400]  
= 1260 Kg/m

Berat plat = perataan tipe j x bs. plat  
= 1,689 x 420 = 709 Kg/m

q.total = berat sendiri + retening wall + plat  
= 266,40 + 1260 + 709,24  
= 2235,6 Kg/m

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
As A" / Grid A1- A5=A7-A11=A13-A18	30 x 50	j = 1,6887	266,4	1260	709	2235,6
As A" / Grid A5- A7=A11-A13	30 x 50	t = 1,647	266,4	1260	692	2218,0
As A / Grid A1- A5=A7-A11=A13-A18	25 x 50	j+j = 3,3773	222	-	1418	1640,5
As A / Grid A5- A7=A11-A13	25 x 50	t+r = 3,293	222	-	1383	1605,2
As B / Grid A1- A5=A7-A11=A13-A18	25 x 50	j+h = 3,2651	222	-	1371	1593,3
As B / Grid A5- A7=A11-A13	25 x 50	r+q = 3,2021	222	-	1345	1566,9
As C / Grid A1- A5=A7-A11=A13-A18	25 x 50	h+v = 3,2172	222	-	1351	1573,2
As C / Grid A5- A7=A11-A13	25 x 50	q+v = 3,1682	222	-	1331	1552,7
As D / Grid A1- A5=A7-A11=A13-A18	25 x 50	v = 1,6408	222	892,5	689	1803,6
As D / Grid A5- A7=A11-A13	25 x 50	x = 1,6128	222	892,5	677	1791,9

Tabel 3.2 Beban Balok Memanjang Lantai Basement

• **Lantai 1**

Tinggi dinding	= 4,0 m
Tebal plat	= 0,13 m
Bj Beton	= 2400 Kg/m <sup>3</sup>
Bj Batu Bata	= 1700 Kg/m <sup>3</sup>
Bs. Plat	= 420 Kg/m <sup>2</sup>

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
As A" / Grid A1-A5=A7- A11=A13-A18	30 x 50	j = 1,6887	266,4	-	709	975,6
As A" / GridA5- A7=A11-A13	30 x 50	t = 1,647	266,4	-	692	958,0
As A / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	j+j = 3,3773	222	892,5	1418	2533,0
As A / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	t+r = 3,293	222	892,5	1383	2497,7
As B / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	j+h = 3,2651	222	-	1371	1593,3
As B / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+q = 3,2021	222	-	1345	1566,9
As C / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	e+f+h = 3,2672	222	-	1372	1594,2
As C / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	d+p+q = 3,2633	222	-	1371	1592,6
As C' / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	a+c+e +f = 2,8235	222	892,5	1186	2300,4
As C' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	m+n+ d+p = 3,1254	222	892,5	1313	2427,2
As D / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	a+c = 1,1328	222	892,5	476	1590,3
As D / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	m+n = 1,4175	222	892,5	595	1709,9

Tabel 3.3 Beban Balok Memanjang Lantai 1

• **Lantai 2 dan 3**

Tinggi dinding = 3,4 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. Plat = 420 Kg/m<sup>2</sup>

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
As A' / Grid A1-A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad = 0,5735	222	-	241	462,9
As A' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	ag = 0,573	222	-	241	462,7
As A / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad+j = 2,2622	222	739,5	950	1911,6
As A / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+ag = 2,220	222	739,5	932	1893,8
As B / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	j+h = 3,2651	222	-	1371	1593,3
As B / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+q = 3,2021	222	-	1345	1566,9
As C / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	h+ab = 2,0971	222	-	881	1102,8
As C / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	q+ab = 2,0761	222	-	872	1094,0
As C' / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	y+aa+ ab = 2,0225	222	739,5	849	1811,0
As C' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	y+ab+ af = 2,0108	222	739,5	845	1806,0
As D / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	a+c = 3,3268	222	892,5	1397	2511,7
As D / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	m+n = 1,3874	222	892,5	583	1697,2

Tabel 3.4 Beban Balok Memanjang Lantai 2 dan 3

• **Lantai 4**

Tinggi dinding = 3,2 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. Plat = 420 Kg/m<sup>2</sup>

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
As A' / Grid A1-A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad = 0,5735	222	-	241	462,9
As A' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	ag = 0,573	222	-	241	462,7
As A / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad+j = 2,2622	222	688,5	950	1860,6
As A / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+ag = 2,220	222	688,5	932	1842,8
As B / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	j+h = 3,2651	222	-	1371	1593,3
As B / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+q = 3,2021	222	-	1345	1566,9
As C / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	h+ab = 2,0971	222	-	881	1102,8
As C / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	q+ab = 2,0761	222	-	872	1094,0
As C' / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	y+aa+ ab = 2,0225	222	688,5	849	1760,0
As C' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	y+ab+ af = 2,0108	222	688,5	845	1755,0
As D / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	a+c = 1,1328	222	688,5	476	1386,3
As D / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	m+n = 1,4175	222	688,5	595	1505,9

Tabel 3.5 Beban Balok Memanjang Lantai 4

- **Lantai Atap**

Tinggi dinding = 0,3 m

Tebal plat = 0,13 m



Bj Beton = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. Plat = 396 Kg/m<sup>2</sup>

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
As A' / Grid A1-A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad = 0,5735	222	-	241	462,9
As A' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	ag = 0,573	222	-	241	462,7
As A / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad+j = 2,2622	222	76,5	950	1248,6
As A / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+ag = 2,220	222	76,5	932	1230,8
As B / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	j+h = 3,2651	222	-	1371	1593,3
As B / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+q = 3,2021	222	-	1345	1566,9
As C / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	h+ak = 2,7416	222	-	1151	1373,5
As C / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	q+an = 2,715	222	-	1140	1362,3
As C' / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ak+ai = 1,8368	222	76,5	771	1070,0
As C' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	am+an = 1,8313	222	76,5	769	1067,6
As D / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ai = 0,6717	222	76,5	282	580,6
As D / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	am = 0,6717	222	76,5	282	580,6

Tabel 3.6 Beban Balok Memanjang Lantai Atap

### 3.2.4.2 Perhitungan pembebanan balok Melintang

Contoh perhitungan pembebanan balok, perhitungan selanjutnya ditabelkan:

- **Lantai Basement**

$$\text{Tinggi dinding} = 4,0 \text{ m}$$

$$\text{Tebal plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\text{Bj Beton} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Bj Batu Bata} = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Bs. Plat} = 420 \text{ Kg/m}^2$$

#### **Line Grid A1 = A18**

- Balok B2 (As A"-A )

$$\text{Balok B2 ; dimensi : } b = 25 \text{ cm dan } h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Tipe balok} = \text{Balok L}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri balok} &= [(b \times (h_{\text{balok}} - h_{\text{plat}})) \times \text{bj beton}] \\ &= [(0,25 \times (0,5 - 0,13)) \times 2400] \\ &= 222 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Dinding} &= (\text{tinggi dinding} - \text{balok}) \times \text{tebal} \times \text{retening wall} \\ &= (4,0 - 0,5) \times 0,15 \times 2400 \\ &= 1260,0 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat plat} &= \text{perataan tipe l} \times \text{bs. plat} \\ &= 1,916 \times 420 = 804,9 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q.\text{total} &= \text{berat sendiri} + \text{retening wall} + \text{plat} \\ &= 222,00 + 1260 + 804,9 \\ &= 2286,9 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
Grid A1 = A18						
- As A" - A	25 x 50	l = 1,9165	222	1260	805	2286,9
- As A - B	25 x 50	k = 1,690	222	1260	710	2192,0
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	1260	546	2028,3
- As C - D	25 x 50	w = 1,431	222	1260	601	2082,9
Grid A6' = A6" = A12' = A12"						
- As A" - A	25 x 50	u = 1,8961	222	892,5	796	1910,9
- As A - B	25 x 50	s = 1,687	222	892,5	1823	2937,4
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	892,5	1661	2775,3
- As C - D	25 x 50	w = 1,431	222	892,5	1715	2829,9
Grid A2 = A3 = A4 = A5 = A7 = A8 = A9 = A10 = A11 = A13 = A14 = A15 = A16 = A17 = A18						
- As A" - A	25 x 50	2l = 3,8329	222	892,5	1610	2724,3
- As A - B	25 x 50	2k = 3,381	222	892,5	1420	2534,5
- As B - C	25 x 50	2i = 2,6013	222	892,5	1093	2207,1
- As C - D	25 x 50	2w = 2,861	222	892,5	1202	2316,3

Tabel 3.7 Beban Balok Melintang Lantai Basement

• **Lantai 1**

Tinggi dinding = 4,0 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. Plat = 420 Kg/m<sup>2</sup>

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban			Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
Grid A1 = A18								
- As A" - A	25 x 50	l	=	1,9165	222	892,5	805	804,9
- As A - B	25 x 50	k	=	1,690	222	892,5	710	710,0
- As B - C	25 x 50	i	=	1,3007	222	892,5	546	546,3
- As C - D	25 x 50	b+d	=	0,817	222	892,5	343	343,1
Grid A6' = A12'								
- As A" - A	25 x 50	u	=	1,8961	222	892,5	796	796,4
- As A - B	25 x 50	s	=	1,687	222	892,5	708	708,4
- As B - C	25 x 50	i	=	1,3007	222	892,5	546	546,3
- As C - D	25 x 50	n + g	=	1,396	222	892,5	586	586,3
Grid A6" = A12"								
- As A" - A	25 x 50	u	=	1,8961	222	892,5	796	796,4
- As A - B	25 x 50	s	=	1,6867	222	892,5	708	708,4
- As B - C	25 x 50	i	=	1,3007	222	892,5	546	546,3
- As C - D	25 x 50	n + g	=	1,396	222	892,5	333	333,5
Grid A2 = A3 = A4 = A5 = A7 = A8 = A9 = A10 = A11 = A13 = A14 = A15 = A16 = A17 = A18								
- As A" - A	25 x 50	2l	=	3,8329	222	892,5	1610	1609,8
- As A - B	25 x 50	2k	=	3,381	222	892,5	1420	1420,0
- As B - C	25 x 50	2i	=	2,6013	222	892,5	1093	1092,6
- As C - D	25 x 50	b + e	=	0,794	222	892,5	333	333,5
Grid A2a = A3a = A4a = A5a = A7a = A8a = A9a = A10a = A11a = A13a = A14a = A15a = A16a = A17a = A18a								
- As C - C'	25 x 50	d + g	=	1,3848	222	892,5	582	581,6
Grid A2c = A3bc = A4c = A5c = A7c = A8c = A9c = A10c = A11c = A13c = A14c = A15ac = A16c = A17c = A18c								
- As C - C'	20 x 40	2 b	=	0,5413	129,6	918	227	227,4

Tabel 3.8 Beban Balok Melintang Lantai 1

• **Lantai 2 dan 3**

Tinggi dinding = 3,4 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. Plat = 420 Kg/m<sup>2</sup>

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
Grid A1 = A18						
- As A' - A	25 x 50	ae = 0,3687	222	739,5	155	1116,3
- As A - B	25 x 50	k = 1,690	222	739,5	710	1671,5
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	739,5	546	1507,8
- As C - D	25 x 50	ac + z = 1,312	222	739,5	551	1512,7
Grid A6' = A6" = A12' = A12"						
- As A" - A	25 x 50	2 ae = 0,3687	222	739,5	155	1116,3
- As A - B	25 x 50	s = 1,687	222	739,5	708	1669,9
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	739,5	546	1507,8
- As C - D	25 x 50	z = 0,633	222	739,5	266	1227,5
Grid A2 = A3 = A4 = A5 = A7 = A8 = A9 = A10 = A11 = A13 = A14 = A15 = A16 = A17 = A18						
- As A" - A	25 x 50	2 ae = 0,7373	222	739,5	310	1271,2
- As A - B	25 x 50	2k = 3,381	222	739,5	1420	2381,5
- As B - C	25 x 50	2i = 2,6013	222	739,5	1093	2054,1
- As C - D	25 x 50	2z + ac = 1,946	222	739,5	817	1778,7
Grid A2a = A3a = A4a = A5a = A7a = A8a = A9a = A10a = A11a = A13a = A14a = A15a = A16a = A17a = A18a						
- As C - C'	25 x 50	ac = 0,6791	222	739,5	1247	2208,2
Grid A2b = A3bb = A4b = A5b = A7b = A8b = A9b = A10b = A11b = A13b = A14b = A15b = A16b = A17b = A18b						
- As C - C'	20 x 40	2 z = 1,2667	129,6	765	532	1426,6

Tabel 3.9 Beban Balok Melintang Lantai 2 dan 3

• **Lantai 4**

Tinggi dinding = 3,2 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. Plat = 420 Kg/m<sup>2</sup>

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
Grid A1 = A18						
- As A' - A	25 x 50	ae = 0,3687	222	688,5	155	1065,3
- As A - B	25 x 50	k = 1,690	222	688,5	710	1620,5
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	688,5	546	1456,8
- As C - D	25 x 50	ac + z = 1,312	222	688,5	551	1461,7
Grid A6' = A6'' = A12' = A12''						
- As A'' - A	25 x 50	ae = 0,3687	222	688,5	155	1065,3
- As A - B	25 x 50	s = 1,687	222	688,5	708	1618,9
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	688,5	546	1456,8
- As C - D	25 x 50	z = 0,633	222	688,5	266	1176,5
Grid A2 = A3 = A4 = A5 = A7 = A8 = A9 = A10 = A11 = A13 = A14 = A15 = A16 = A17 = A18						
- As A'' - A	25 x 50	2 ae = 0,7373	222	688,5	310	1220,2
- As A - B	25 x 50	2k = 3,381	222	688,5	1420	2330,5
- As B - C	25 x 50	2i = 2,6013	222	688,5	1093	2003,1
- As C - D	25 x 50	2z + ac = 1,946	222	688,5	817	1727,7
Grid A2a = A3a = A4a = A5a = A7a = A8a = A9a = A10a = A11a = A13a = A14a = A15a = A16a = A17a = A18a						
- As C - C'	25 x 50	ac = 0,6791	222	688,5	285	1195,7
Grid A2b = A3bb = A4b = A5b = A7b = A8b = A9b = A10b = A11b = A13b = A14b = A15b = A16b = A17b = A18b						
- As C - C'	20 x 40	2 z = 1,2667	129,6	714	532	1375,6

Tabel 3.10 Beban Balok Melintang Lantai 4

- **Lantai Atap**

Tinggi dinding = 0,3 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. Plat = 396 Kg/m<sup>2</sup>

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
Grid A1 = A18						
- As A' - A	25 x 50	ae = 0,3687	222	76,5	146	444,5
- As A - B	25 x 50	k = 1,690	222	76,5	669	967,9
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	76,5	515	813,6
- As C - D	25 x 50	aj + al = 1,529	222	76,5	605	903,9
Grid A6' = A6" = A12' = A12"						
- As A" - A	25 x 50	ae = 0,3687	222	76,5	146	444,5
- As A - B	25 x 50	s = 1,687	222	76,5	668	966,4
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	76,5	515	813,6
- As C - D	25 x 50	aj + al = 1,529	222	76,5	605	903,9
Grid A2 = A3 = A4 = A5 = A7 = A8 = A9 = A10 = A11 = A13 = A14 = A15 = A16 = A17 = A18						
- As A" - A	25 x 50	2 ae = 0,7373	222	76,5	292	590,5
- As A - B	25 x 50	2k = 3,381	222	76,5	1339	1637,4
- As B - C	25 x 50	2i = 2,6013	222	76,5	1030	1328,6
- As C - D	25 x 50	2z + ac = 1,946	222	76,5	605	903,9
Grid A2b = A3bb = A4b = A5b = A7b = A8b = A9b = A10b = A11b = A13b = A14b = A15b = A16b = A17b = A18b						
- As C - C'	20 x 40	aj = 0,6333	129,6	0	251	380,4

Tabel 3.11 Beban Balok Melintang Lantai Atap



### 3.2.5 Perhitungan b efektif

#### 3.2.5.1 Perhitungan b efektif balok memanjang

- Balok L

- Tipe 1

Balok B1 ; dimensi:  $b = 30 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Basement dan lantai 1 Line A"

grid A1-A2 = A2-A3 = A3-A4 = A4-A5 = A7-A8 = A8-A9 = A9-A10  
= A10-A11 = A13-A14 = A14-A15 = A15-A16 = A16-A17 = A17-A18

Panjang Balok (L) = 5 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right)$   
=  $5 - (0,15 + 0,15) = 4,7 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0,3 + 0,08 \cdot 5 = 0,717 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 6 \cdot h_f$   
 $\leq 0,3 + 6 \cdot 0,13 = 1,080 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n$   
 $\leq 0,3 + 2,350 = 2,650 \text{ m}$

Jadi, b efektif = 0,717 m (diambil nilai terkecil)

- Tipe 2

Balok B1 ; dimensi:  $b = 30 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Basement dan lantai 1 Line A"

grid A5-A7 = A11-A13

Panjang Balok (L) = 5 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right)$   
=  $5 - (0,15 + 0,15) = 4,6 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,3 + 0,08 \cdot 5 = 0,706 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 6 \cdot h_f$$

$$\leq 0,3 + 6 \cdot 0,13 = 1,080 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/2 \cdot L_n$$

$$\leq 0,3 + 2,288 = 2,588 \text{ m}$$

$$\text{Jadi, } b \text{ efektif} = 0,706 \text{ m} \quad (\text{diambil nilai terkecil})$$

### – Tipe 3

Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Basement dan lantai 1 Line D

$$\text{grid A1-A2} = \text{A2-A3} = \text{A3-A4} = \text{A4-A5} = \text{A7-A8} = \text{A8-A9} = \text{A9-A10}$$

$$= \text{A10-A11} = \text{A13-A14} = \text{A14-A15} = \text{A15-A16} = \text{A16-A17} = \text{A17-A18}$$

- Lantai 2, 3, 4, dan Atap Line A' dan D

$$\text{grid A1-A2} = \text{A2-A3} = \text{A3-A4} = \text{A4-A5} = \text{A7-A8} = \text{A8-A9} = \text{A9-A10}$$

$$= \text{A10-A11} = \text{A13-A14} = \text{A14-A15} = \text{A15-A16} = \text{A16-A17} = \text{A17-A18}$$

$$\text{Panjang Balok (L)} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bersih ( } L_n \text{ )} = L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$$

$$= 5 - ( 0,13 + 0,13 ) = 4,8 \text{ m}$$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 + 0,08 \cdot 5 = 0,667 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 6 \cdot h_f$$

$$\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/2 \cdot L_n$$

$$\leq 0,25 + 2,375 = 2,625 \text{ m}$$

$$\text{Jadi, } b \text{ efektif} = 0,667 \text{ m} \quad (\text{diambil nilai terkecil})$$

### – Tipe 4

Balok B1 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Basement dan lantai 1 Line D

grid A5-A7 = A11-A13

- Lantai 2, 3, 4, dan Atap Line A' dan D

grid A5-A7 = A11-A13

Panjang Balok (L) = 4,875 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right)$   
=  $4,875 - (0,13 + 0,13) = 4,6 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0,25 + 0,08 \cdot 5 = 0,656 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 6 \cdot h_f$   
 $\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n$   
 $\leq 0,25 + 2,313 = 2,563 \text{ m}$

Jadi, b efektif = 0,656 m (diambil nilai terkecil)

- **Balok T**

- **Tipe A**

Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

**Terletak di :**

- Basement dan Lantai 1 line A = B = C = C'

grid A1-A2 = A2-A3 = A3-A4 = A4-A5 = A7-A8 = A8-A9 = A9-A10 =  
A10-A11 = A13-A14 = A14-A15 = A15-A16 = A16-A17 = A17-A18

- Lantai 2, 3, 4, dan Atap Line A, B, C, C'

grid A1-A2 = A2-A3 = A3-A4 = A4-A5 = A7-A8 = A8-A9 = A9-A10

A10 - A11 = A13-A14 = A14-A15 = A15-A16 = A16-A17 = A17-A18

Panjang Balok (L) = 5 m

$$\text{Tebal Plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang bersih balok ( } L_n \text{ )} &= L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b ) \\ &= 5 - ( 0,125 + 0,125 ) \\ &= 4,75 \text{ m}\end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0,25 \cdot 5 = 1,250 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\ &\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\ &\leq 2,330 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n \\ &\leq 0,25 + 2,375 + 2,375 \\ &\leq 5 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{- b efektif diambil nilai terkecil} = 1,250 \text{ m}$$

#### – Tipe B

Balok B2 ; dimensi: b = 25 cm dan h = 50 cm

**Terletak di :**

- Basement dan Lantai 1 line A = B = C = C'

grid A5-A7, A11-A13

- Lantai 2, 3, 4, dan Atap Line A, B, C, C'

grid A5-A7, A11-A13

$$\text{Panjang Balok (L)} = 4,875 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang bersih balok ( } L_n \text{ )} &= L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b ) \\ &= 4,875 - ( 0,125 + 0,125 ) \\ &= 4,63 \text{ m}\end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0,25 \cdot 5 = 1,219 \text{ m}\end{aligned}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri}$$

$$\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$$

$$\leq 2,330 \text{ m}$$

b efektif

$$\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n$$

$$\leq 0,25 + 2,3125 + 2,3125$$

$$\leq 5 \text{ m}$$

- b efektif diambil nilai terkecil = 1,219 m

### 3.2.5.2 Perhitungan b efektif balok melintang

- **Balok L**

- **Tipe 5**

Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Basement dan Lantai 1 As A" - A

Line A1 = A6' = A6" = A12' = A12" = A18

Panjang Balok (L) = 6,255 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right)$   
=  $6,255 - (0,13 + 0,13) = 6,0 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0,25 + 0,08 \cdot 6 = 0,771 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 6 \cdot hf$   
 $\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln$   
 $\leq 0,25 + 3,003 = 3,253 \text{ m}$

Jadi, b efektif = 0,771 m (diambil nilai terkecil)

- **Tipe 6**

Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Basement, Lantai 1, 2, 3, 4, dan Atap As A - B

Line A1 = A6' = A6" = A12' = A12" = A18

Panjang Balok (L) = 5,140 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right)$   
=  $5,14 - (0,13 + 0,13) = 4,9 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$

$$\leq 0,25 + 0,08 \cdot 5 = 0,678 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 6 \cdot h_f$$

$$\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/2 \cdot L_n$$

$$\leq 0,25 + 2,445 = 2,695 \text{ m}$$

Jadi, b efektif = 0,678 m (diambil nilai terkecil)

– **Tipe 7**

Balok B2 ; dimensi: b = 25 cm dan h = 50 cm

Terletak di :

- Basement, Lantai 1, 2, 3, 4, dan Atap As B - C

Line A1 = A6' = A6" = A12' = A12" = A18

Panjang Balok (L) = 3,955 m

Tebal Plat = 0,13 m

$$\text{Panjang bersih ( } L_n \text{ )} = L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$$

$$= 3,955 - ( 0,13 + 0,13 ) = 3,7 \text{ m}$$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 + 0,08 \cdot 4 = 0,580 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 6 \cdot h_f$$

$$\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/2 \cdot L_n$$

$$\leq 0,25 + 1,853 = 2,103 \text{ m}$$

Jadi, b efektif = 0,580 m (diambil nilai terkecil)

– **Tipe 8**

Balok B2 ; dimensi: b = 25 cm dan h = 50 cm

Terletak di :

- Basement, Lantai 1, 2, 3, 4, dan atap As C - D

Line A1 = A6' = A6" = A12' = A12" = A18

Panjang Balok (L) = 4,688 m

Tebal Plat = 0,13 m

$$\begin{aligned}\text{Panjang bersih (Ln)} &= L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right) \\ &= 4,688 - (0,13 + 0,13) = 4,4 \text{ m}\end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 5 = 0,641 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot h_f \\ &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n \\ &\leq 0,25 + 2,219 = 2,469 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Jadi, } b \text{ efektif} = 0,641 \text{ m} \quad (\text{diambil nilai terkecil})$$

#### – Tipe 9

Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Lantai 2, 3, 4, dan Atap As A' - A

Line A1 = A6' = A6'' = A12' = A12'' = A18

$$\text{Panjang Balok (L)} = 1,255 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang bersih (Ln)} &= L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right) \\ &= 1,255 - (0,13 + 0,13) = 1,0 \text{ m}\end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 1 = 0,355 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot h_f \\ &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n \\ &\leq 0,25 + 0,503 = 0,753 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Jadi, } b \text{ efektif} = 0,355 \text{ m} \quad (\text{diambil nilai terkecil})$$

#### • Balok T

#### – Tipe C



Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Basement dan Lantai 1 As A' - A

Line A2, A3, A4, A5, A7, A8, A9, A10, A11, A13, A14, A15, A16, A17

Panjang Balok (L) = 6,255 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (  $L_n$  )  
=  $L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$   
=  $6,255 - ( 0,125 + 0,125 )$   
= 6,01 m

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0,25 \cdot 6 = 1,564 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 8 \cdot h_{f.kanan} + 8 \cdot h_{f.kiri}$   
 $\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$   
 $\leq 2,330 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$   
 $\leq 0,25 + 3,0025 + 3,0025$   
 $\leq 6 \text{ m}$

b efektif diambil nilai terkecil = 1,564 m

#### – Tipe D

Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Basement, Lantai 1, 2, 3, 4, dan Atap As A - B

Line A2, A3, A4, A5, A7, A8, A9, A10, A11, A13, A14, A15, A16, A17

Panjang Balok (L) = 5,140 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (  $L_n$  )  
=  $L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$   
=  $5,14 - ( 0,125 + 0,125 )$   
= 4,89 m

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
b \text{ efektif} &\leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
&\leq 0,25 \cdot 5 = 1,285 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
&\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
&\leq 2,330 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
&\leq 0,25 + 2,445 + 2,445 \\
&\leq 5 \text{ m} \\
b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 1,285 \text{ m}
\end{aligned}$$

– **Tipe E**

Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Basement, Lantai 1, 2, 3, 4, dan Atap As A - B

Line A2, A3, A4, A5, A7, A8, A9, A10, A11, A13, A14, A15, A16, A17

$$\begin{aligned}
\text{Panjang Balok (L)} &= 4,688 \text{ m} \\
\text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
\text{Panjang bersih balok ( } L_n \text{ )} &= L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b ) \\
&= 4,688 - ( 0,125 + 0,125 ) \\
&= 4,44 \text{ m}
\end{aligned}$$

Perhitungan  $b$  efektif

$$\begin{aligned}
b \text{ efektif} &\leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
&\leq 0,25 \cdot 5 = 1,172 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
&\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
&\leq 2,330 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
&\leq 0,25 + 2,219 + 2,219 \\
&\leq 5 \text{ m} \\
b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 1,172 \text{ m}
\end{aligned}$$

– **Tipe F**

Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Basement, Lantai 1, 2, 3, 4, Atap As B - C

Line A2, A3, A4, A5, A7, A8, A9, A10, A11, A13, A14, A15, A16, A17

Panjang Balok (L) = 3,955 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (  $L_n$  )  
=  $L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$   
=  $3,955 - ( 0,125 + 0,125 )$   
= 3,71 m

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0,25 \cdot 4 = 0,989 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 8 \cdot hf_{\text{kanan}} + 8 \cdot hf_{\text{kiri}}$   
 $\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$   
 $\leq 2,330 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$   
 $\leq 0,25 + 1,8525 + 1,8525$   
 $\leq 4 \text{ m}$

b efektif diambil nilai terkecil = 0,989 m

#### – Tipe G

Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Lantai 1, 2, 3, dan 4 As C - C'

Line A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A7a, A6'a, A6"a, A8a, A9a, A10a, A11a,  
A12'a, A12"a, A13a, A14a, A15a, A16a, A17a

Panjang Balok (L) = 2,300 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (  $L_n$  )  
=  $L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$   
=  $2,3 - ( 0,125 + 0,125 )$   
= 2,05 m

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 \cdot 2 = 0,575 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri}$$

$$\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$$

$$\leq 2,330 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$$

$$\leq 0,25 + 1,025 + 1,025$$

$$\leq 2 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,575 \text{ m}$$

#### – Tipe H

Balok B2 ; dimensi: b = 20 cm dan h = 40 cm

Terletak di :

- Lantai 1, 2, 3, dan 4 As C' - D

Line A1c, A2c, A3c, A4c, A5c, A7c, A6'c, A6" c, A8c, A9c, A10c, A11c,

A12'c, A12" c, A13c, A14c, A15c, A16c, A17c

- Lantai Atap As C' - D

Line A1b, A2b, A3b, A4b, A5b, A7b, A6'b, A6" b, A8b, A9b, A10b, A11b,

A12'b, A12" b, A13b, A14b, A15b, A16b, A17b

$$\text{Panjang Balok (L)} = 1,725 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang bersih balok ( } L_n \text{ )} &= L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right) \\ &= 1,725 - (0,100 + 0,100) \\ &= 1,53 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 \cdot 2 = 0,431 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri}$$

$$\leq 0,20 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$$

$$\leq 2,280 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,20 + 0,7625 + 0,7625 \\
 &\leq 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,431 \text{ m}$$

– **Tipe I**

Balok B2 ; dimensi:  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Terletak di :

- Lantai 1 dan atap As C' - D

Line A2, A3, A4, A5, A7, A8, A9, A10, A11, A13, A14, A15, A16, A17

$$\text{Panjang Balok (L)} = 1,255 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bersih balok ( } L_n \text{ )} &= L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b ) \\
 &= 1,255 - ( 0,125 + 0,125 ) \\
 &= 1,01 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan  $b$  efektif

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 \cdot 1 = 0,314 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot h_{f.\text{kanan}} + 8 \cdot h_{f.\text{kiri}} \\
 &\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
 &\leq 2,330 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 0,5025 + 0,5025 \\
 &\leq 1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,314 \text{ m}$$

### 3.2.6 Perhitungan Beban Hidup

#### 3.2.6.1 Perhitungan pembebanan beban hidup balok memanjang

Contoh perhitungan pembebanan beban hidup, selanjutnya perhitungan ditabelkan:

Lantai Basement

Line A"

→ Balok B1 grid A1-A2 = A2-A3 = A3-A4 = A4-A5 = A7-A8 = A8-A9 =  
A9-A10 = A10-A11 = A13-A14 = A14-A15 = A15-A16 = A16-A17  
=A17-A18

Balok B1 ; dimensi : b= 30 cm dan h= 50 cm

Tipe balok = Balok L

Beban hidup = perataan tipe j x beban hidup  
= 1,689 x 479 = 809 Kg/m

No	Jenis Balok /Line	koef. reduksi	Perataan Beban ( m )	life load ( Kg/m )	Total beban hidup (Kg)
Lantai Basement					
1	B1 As A" /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	t = 1,647	479	394,377
2	B1 As A/Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	j + j = 3,377	479	808,871
3	B2 As A/Grid A5-A7 = A11-13	0,5	t + r = 3,293	479	788,753
4	B2 As B/Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	j + h = 3,265	479	781,995
5	B2 As B/Grid A5-A7 = A11-13	0,5	r + q = 3,202	479	766,900
6	B2 As C/Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	h + v = 3,217	479	770,527
7	B2 As C/Grid A5-A7 = A11-13	0,5	q + x = 3,168	479	758,790
8	B2 As D/Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	v = 1,641	479	392,968
9	B2 As D/Grid A5-A7 = A11-13	0,5	x = 1,613	479	386,267
Lantai 1					
10	B2 As A' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	j = 1,689	479	404,436
11	B2 As A' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	t = 1,647	479	394,377
12	B2 As A /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	j + j = 3,377	479	808,871
13	B2 As A /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	t + r = 3,293	479	788,753
14	B2 As B /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	j + h = 3,265	479	781,995
15	B2 As B /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	r + q = 3,202	479	766,900
16	B2 As C /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	e+f+h = 3,267	479	782,487
17	B2 As C /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	d+p+q = 3,263	479	781,561
18	B2 As C' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A19	0,5	a+c+e +f m+n+u +p	479	676,237
19	B2 As C' /Grid A5-A7 = A11-14	0,5		479	748,529

20	B2 As D /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	a+c	=	1,133	479	271,310
21	B2 As D /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	m+n	=	1,418	479	339,491
Lantai 2,3,4							
23	B2 As A' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	ad	=	0,573	479	137,351
24	B2 As A' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	ag	=	0,573	479	137,232
25	B2 As A /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	ad + j	=	1,255	479	300,531
26	B2 As A /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	ag + r	=	2,220	479	531,609
27	B2 As B /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	j+h	=	3,265	479	781,995
28	B2 As B /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	r+q	=	3,202	479	766,900
29	B2 As C /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	h+ab	=	2,097	479	502,259
30	B2 As C /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	q+ab	=	2,076	479	497,223
31	B2 As C' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A19	0,5	y+aa+ ab	=	2,023	479	484,392
32	B2 As C' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	y+ab+ af	=	2,011	479	481,581
33	B2 As D /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	y+aa	=	1,502	479	359,692
34	B2 As D /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	y+af	=	1,490	479	356,881
Lantai Atap							
35	B2 As A' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	ad	=	0,573	96	27,528
36	B2 As A' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	ag	=	0,573	96	27,504
37	B2 As A /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	ad + j	=	1,255	96	60,232
38	B2 As A /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	ag + r	=	2,220	96	106,544
39	B2 As B /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	j+h	=	3,265	96	156,726
40	B2 As B /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	r+q	=	3,202	96	153,700
41	B2 As C /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	h+ak	=	2,742	96	131,597



42	B2 As C /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	q+am = 2,227	96	106,902
43	B2 As C' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A19	0,5	ak+ai = 1,837	96	88,169
44	B2 As C' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	am+an = 1,831	96	87,901
45	B2 As D /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	ai = 0,672	96	32,241
46	B2 As D /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	am = 0,672	96	32,241

Tabel 3.12 Beban Hidup Balok Memanjang

### 3.2.6.2 Perhitungan pembebanan beban hidup balok melintang

Contoh perhitungan pembebanan beban hidup, selanjutnya perhitungan ditabelkan:

Lantai Basement

**Line Grid A1 = A18**

→ Balok B2 (As A"-A )

Balok B2 ; dimensi :  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

Tipe balok = Balok L

Beban hidup = perataan tipe l x beban hidup

$$= 1,916 \times 479 = 918 \text{ Kg/m}$$

No	Jenis Balok /Line	Koefisien reduksi	Perataan Beban ( m )	life load ( Kg/m )	Total beban hidup (Kg)
Lantai Basement					
1	B2 Grid A1 = A18				
	- As A"-A	0,5	l = 1,916	479	458,994
	- As A-B	0,5	k = 1,690	479	404,872
	- As B-C	0,5	i = 1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	b+d = 0,817	479	195,623
2	B2 Grid A6' = A6" = A12' = A12"				
	- As A"-A	0,5	u = 1,896	479	454,120
	- As A-B	0,5	s = 1,687	479	403,953
	- As B-C	0,5	i = 1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	w = 1,431	479	342,645
3	B2 Grid A2-A5, A7-11,13-18				
	- As A"-A	0,5	l+l = 3,833	479	917,988
	- As A-B	0,5	k+k = 3,381	479	809,744
	- As B-C	0,5	i+i = 2,601	479	623,019
	- As C-D	0,5	w+w = 2,861	479	685,289
Lantai 1					
1	B2 Grid A1= A18				
	- As A"-A	0,5	l = 1,916	479	458,994
	- As A-B	0,5	k = 1,690	479	404,872
	- As B-C	0,5	i = 1,301	479	311,510

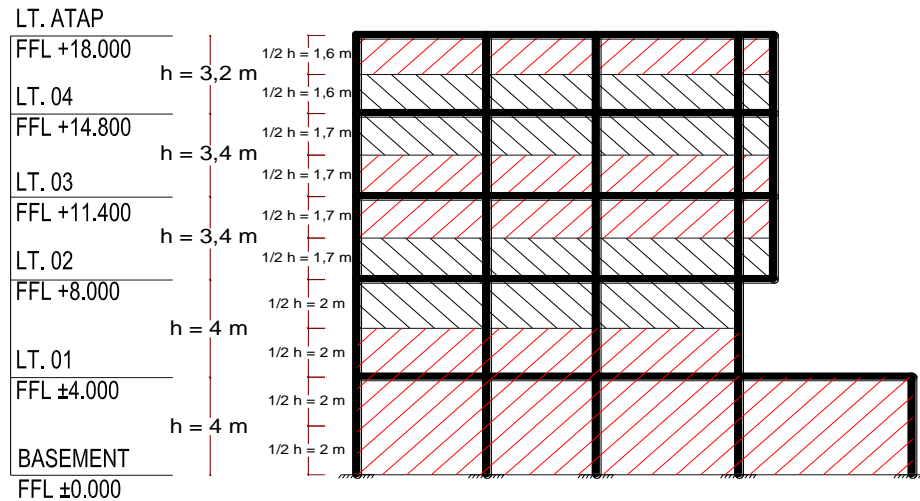
	- As C-D	0,5	b+d =	0,817	479	195,623
2	B2 Grid A6' = A12'					
	- As A"-A	0,5	u =	1,896	479	454,120
	- As A-B	0,5	s =	1,687	479	403,953
	- As B-C	0,5	i =	1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	n+g =	1,396	479	334,342
3	B2 Grid A6" = A12"					
	- As A"-A	0,5	u =	1,896	479	454,120
	- As A-B	0,5	s =	1,687	479	403,953
	- As B-C	0,5	i =	1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	b+e =	0,794	479	190,163
4	B2 Grid A2-A5, A7-11,13-18					
	- As A"-A	0,5	l+l =	3,833	479	917,988
	- As A-B	0,5	k+k =	3,381	479	809,744
	- As B-C	0,5	i+i =	2,601	479	623,019
	- As C-D	0,5	b+e =	0,794	479	190,163
5	B2 Grid A1a-A5a=A6"a=A7a-A11a=A12"a=A13a-A17a					
	- As C-C'	0,5	d+g =	1,385	479	331,659
6	B3 Grid A1c-A5c=A6"c=A7c-A11c=A12"c=A13c-A17c					
	- As C'-D	0,5	b+b =	0,541	479	129,649
Lantai 2,3, dan 4						
1	B2 Grid A1= A18					
	- As A'-A	0,5	ae =	0,369	479	88,296

	- As A-B	0,5	k =	1,690	479	404,872
	- As B-C	0,5	i =	1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	ac+z =	1,312	479	314,327
2	B2 Grid A6' = A6" = A12' = A12"					
	- As A'-A	0,5	ae =	0,369	479	88,296
	- As A-B	0,5	s =	1,687	479	403,953
	- As B-C	0,5	i =	1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	z =	0,633	479	151,683
3	B2 Grid A2-A5, A7-11,13-18					
	- As A'-A	0,5	ae+ae =	0,737	479	176,591
	- As A-B	0,5	k+k =	3,381	479	809,744
	- As B-C	0,5	i+i =	2,601	479	623,019
	- As C-D	0,5	2.z+ac =	1,946	479	466,010
4	B2 Grid A1a-A5a=A6"a=A7a-A11a=A12"a=A13a-A17a					
	- As C-C'	0,5	ac =	0,679	479	162,644
5	B3 Grid A1b-A5b=A6"b=A7b-A11b=A12"b=A13b-A17b					
	- As C'-D	0,5	z+z =	1,267	479	303,367
Lantai Atap						
1	B2 Grid A1= A18					
	- As A'-A	0,5	ae =	0,369	96	17,696
	- As A-B	0,5	k =	1,690	96	81,143
	- As B-C	0,5	i =	1,301	96	62,432
	- As C-D	0,5	aj+al =	1,529	96	73,376
2	B2 Grid A6' = A6" = A12' = A12"					
	- As A'-A	0,5	ae =	0,369	96	17,696

	- As A-B	0,5	s =	1,687	96	80,959
	- As B-C	0,5	i =	1,301	96	62,432
	- As C-D	0,5	aj+al =	1,529	96	73,376
3	B2 Grid A2-A5, A7-11,13-18					
	- As A'-A	0,5	ae+ae =	0,737	96	35,392
	- As A-B	0,5	k+k =	3,381	96	162,287
	- As B-C	0,5	i+i =	2,601	96	124,864
	- As C-D	0,5	aj+al =	1,529	96	73,376
5	B3 Grid A1b-A5b=A6"b=A7b-A11b=A12"b=A13b-A17b					
	- As C'-D	0,5	aj+al =	1,529	96	73,376

Tabel 3.13 Beban Hidup Balok Melintang

### 3.2.7 Perhitungan Beban Struktur



**Gambar 3.3 Berat Struktur untuk Perhitungan Beban Gempa**

Adapun beban-beban yang bekerja pada struktur yakni sebagai berikut :

- Beban menurut PPPURG 1987 :

- Berat penutup lantai : 24 Kg/m<sup>2</sup>  
tebal keramik = 0,1 m : 24 Kg/m<sup>2</sup> x 0,10 m = 2,4 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat spesi (adukan) : 21 Kg/m<sup>2</sup>  
tebal spesi 5 = cm : 21 Kg/m<sup>2</sup> x 0,05 m = 1 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat ME : 35 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat beton bertulang : 2400 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat bata merah : 1700 Kg/m<sup>2</sup>
- Tebal dinding : 0,15 cm

– Beban menurut SNI 1727 : 2013

- Beban hidup atap : 96,0 Kg/m<sup>2</sup>
- Beban hidup bangunan ruko : 479,0 Kg/m<sup>2</sup>

Koefisien Reduksi (SNI 2847 : 2013 Pasal 21.13.3) sebesar : 0,5

Berikut perincian perhitungan berat per lantai, yakni :

### 3.2.7.1 Berat Atap

#### a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton
- Luas Void = ( panjang void x lebar void x  $\sum$  void
- = ( 1,725 x 2,7 ) x 17
- = 79,178 m<sup>2</sup>
- Luas Plat = Luas total - Luas void
- = ( panjang bangunan x lebar bangunan ) - L Void
- = ( 84,480 x 15,038 ) - 79,178 m<sup>2</sup>
- = 1191,23 m<sup>2</sup>
- Maka berat plat = Luas plat x tebal plat x berat volume beton
- = 1191,23 m<sup>2</sup> x 0,13 x 2400 Kg/m<sup>3</sup>
- = 371664,6 Kg
- Berat ME = Luas plat x berat
- = 1191,23 x 35 Kg/m<sup>2</sup>
- = 41693,1 Kg
- Berat balok = b x h x L x w
- dimana, b : Lebar Balok
- h : Tinggi Balok
- L : Panjang bentang balok
- w : Berat beton bertulang = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

- Balok B2 ; dimensi : b = 25 cm dan h = 50 cm

→ Line A', A, B, C, D

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line} \\ &= 84,480 \text{ m} \times 5 \\ &= 422,400 \text{ m} \end{aligned}$$



→ Grid A1, A2, A3, A4, A5, A6', A6'', A7, A8, A9, A10, A11, A12', A12'',  
A13, A14, A15, A16, A17

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\ &= 15,038 \text{ m} \times 20 \\ &= 300,760 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B2

$$\begin{aligned} &= 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 300,760 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 216948,00 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Balok B2 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang masing-masing balok B3} \times \sum \text{grid} \\ &= 1,725 \times 18 \\ &= 31,050 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B3

$$\begin{aligned} &= 0,20 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 31,050 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 5961,60 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat balok lantai atap} &= \text{Jumlah semua berat balok} \\ &= 222909,60 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat Kolom = b x h x t x  $\sum$  kolom x w

dimana, b : Lebar Kolom

h : Panjang Kolom

t : Tinggi Kolom

: ( tinggi lantai 4 ke atap / 2 ) - ( h balok / 2 )

: ( 3,20 / 2 ) - ( 0,5 x 0,25 )

: 1,5 m

$\sum$  : Jumlah Kolom

w : Berat beton bertulang

- Kolom K2 ; dimensi : b = 35 cm dan h = 40 cm

Berat kolom K2

$$\begin{aligned}
 &= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\
 &= 0,35 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 80 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 39648,00 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Berat Dinding =  $t \times h \times w \times L$

dimana,  $t$  : Tebal Dinding ( 0,15 m)

$h$  : Tinggi Dinding ( 0,30 m)

$w$  : Berat Volum Bata Merah (1700 Kg/m<sup>3</sup>)

$L$  : Panjang dinding

- Dinding arah X

$$\begin{aligned}
 L &= ( \text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom}) ) \times \sum \text{line} \\
 &= ( 84,480 - ( 0,35 \times 20 ) ) \times 2 \\
 &= 154,960 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned}
 L &= ( \text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom}) ) \times \sum \text{grid} \\
 &= ( 15,038 - ( 0,40 \times 4 ) ) \times 17 \\
 &= 228,446 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berat dinding lantai atap

$$\begin{aligned}
 &= t \times h \times w \times L \\
 &= 0,15 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 383,406 \text{ m} \\
 &= 29330,559 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	371664,61
Berat ME	41693,15
Berat balok	222909,60
Berat kolom	39648,00
Berat dinding	29330,56
Total berat ( $\sum w_{dead}$ )	705245,92

**Tabel 3.14 Total Beban Mati Atap**

**b. Beban Hidup ( $W_{live}$ )**

Diketahui :

Tebal genangan air : 0,05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m<sup>3</sup>

Koefisien reduksi : 0,5

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban plat atap} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna atap} \times \text{koef. Reduksi} \\
 &= 1191,23 \text{ m}^2 \times 96,0 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \\
 &= 57179,2 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban air hujan} &= \text{Luasan} \times \text{tebal genangan air} \times \text{berat jenis air} \\
 &= 1191,23 \text{ m}^2 \times 0,05 \text{ m} \times 1000 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 59561,6 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban hidup} &= 57179 \text{ Kg} + 59561,64 \text{ Kg} \\
 &= 116740,8 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Maka total beban yang terjadi pada atap adalah :

$$\begin{aligned}
 \sum W &= W_{dead} + W_{live} \\
 &= 705245,92 \text{ Kg} + 116740,81 \text{ Kg} \\
 &= 821986,73 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

### 3.2.7.2 Berat Lantai 4

#### a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton
- Luas Void<sub>1</sub> = ( panjang void x lebar void ) x  $\sum$  void  
= ( 3,200 x 3,5 ) x 17  
= 190,400 m<sup>2</sup>
- Luas Void<sub>2</sub> = ( panjang void x lebar void ) x  $\sum$  void  
= ( 0,650 x 0,4 ) x 17  
= 3,868 m<sup>2</sup>
- Luas Void<sub>3</sub> = ( panjang void x lebar void ) x  $\sum$  void  
= ( 1,800 x 0,63 ) x 17  
= 19,125 m<sup>2</sup>
- Luas Plat = Luas total -  $\sum$  Luas void  
= ( 84,480 x 15,038 ) - 213,393 m<sup>2</sup>  
= 1057,02 m<sup>2</sup>
- Maka berat plat = Luas plat x tebal plat x berat volum beton  
= 1057,02 m<sup>2</sup> x 0,13 x 2400 Kg/m<sup>3</sup>  
= 329789,5 Kg
- Berat ME = Luas plat x berat  
= 1057,02 x 35 Kg/m<sup>2</sup>  
= 36995,6 Kg
- Berat balok = b x h x L x w  
dimana, b : Lebar Balok  
h : Tinggi Balok  
L : Panjang bentang balok

$$w : \text{ Berat beton bertulang} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

- Balok B2 ; dimensi : b = 25 cm dan h = 50 cm

→ Line A', A, B, C, D

$$L = \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line}$$

$$= 84,480 \text{ m} \times 5$$

$$= 422,400 \text{ m}$$

→ Grid A1, A2, A3, A4, A5, A6', A6'', A7, A8, A9, A10, A11, A12', A12'',  
A13, A14, A15, A16, A17

$$L = \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid}$$

$$= 15,038 \text{ m} \times 20$$

$$= 300,760 \text{ m}$$

→ Grid A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A6a, A7a, A8a, A9a, A10a, A11a,  
A12a, A13a, A14a, A15a, A16a, A17a

$$L = \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid}$$

$$= 2,350 \text{ m} \times 17$$

$$= 39,950 \text{ m}$$

Berat balok B2

$$= 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 763,110 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 228933,00 \text{ Kg}$$

- Balok B3 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

$$L = \text{panjang masing-masing balok B3} \times \sum \text{grid}$$

$$= 1,725 \times 18$$

$$= 31,050 \text{ m}$$

Berat balok B3

$$= 0,20 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 31,050 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 5961,60 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}\text{Total berat balok lantai 4} &= \text{Jumlah semua berat balok} \\ &= 234894,60 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat Kolom  $= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana,  $b$  : Lebar Kolom

$h$  : Panjang Kolom

$t$  : Tinggi Kolom

$\sum$  : Jumlah Kolom

$w$  : Berat beton bertulang

- Kolom K2 ; dimensi :  $b = 35 \text{ cm}$  dan  $h = 40 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}t &= (\text{tinggi lantai 4 ke atap} / 2) - (h \text{ balok} / 2) + \\ &\quad (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) - (h \text{ balok} / 2) \\ &= (3,2 \text{ m} / 2) - (0,5 \text{ m} / 2) + (3,4 \text{ m} / 2) - \\ &\quad (0,5 \text{ m} / 2) \\ &= 2,8 \text{ m}\end{aligned}$$

Berat kolom K2

$$\begin{aligned}&= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\ &= 0,35 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 2,8 \text{ m} \times 80 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 75264,00 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat Dinding  $= t \times h \times w \times L$

dimana,  $t$  : Tebal Dinding (0,15 m)

$h$  : Tinggi Dinding

$w$  : Berat Volum Bata Merah (1700 Kg/m<sup>3</sup>)

$L$  : Panjang dinding

o Dinding atas

$$\begin{aligned}h &= (\text{tinggi lantai 4 ke atap} / 2) \\ &= (3,2 \text{ m} / 2)\end{aligned}$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \\ &= 154,960 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding X

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1,60 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m} \\ &= 63223,680 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned} L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\ &= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18 \\ &= 241,884 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1,60 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m} \\ &= 98688,672 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding bagian atas} &= 63223,68 \text{ Kg} + 98688,67 \text{ Kg} \\ &= 161912,35 \text{ Kg} \end{aligned}$$

o Dinding bawah

$$\begin{aligned} h &= (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) - h \text{ balok} \\ &= (3,4 \text{ m} / 2) - 0,5 \text{ m} \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \end{aligned}$$

$$= 154,960 \text{ m}$$

Berat dinding X

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m}$$

$$= 47417,760 \text{ Kg}$$

- Dinding arah Y

$$L = (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid}$$

$$= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18$$

$$= 241,884 \text{ m}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m}$$

$$= 74016,504 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding bagian bawah} = 47417,76 \text{ Kg} + 74016,50 \text{ Kg}$$

$$= 121434,26 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding lantai 4} = 161912,35 \text{ Kg} + 121434,26 \text{ Kg}$$

$$= 283346,62 \text{ Kg}$$



Dengan demikian, total berat beban mati untuk lantai 4, yakni :

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat	329789,53
Berat ME	36995,62
Berat balok	234894,60
Berat kolom	75264,00
Berat dinding	283346,62
Total berat ( $\sum w_{dead}$ )	960290,37

**Tabel 3.15 Total Beban Mati Lantai 4**

#### b. Beban Hidup ( $W_{live}$ )

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0,5

$$\begin{aligned}
 \text{Beban plat} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna bangunan ruko} \times \text{koef. Reduksi} \\
 &= 1057,02 \text{ m}^2 \times 479,0 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \\
 &= 253155,7 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 253155,7 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 4 adalah :

$$\begin{aligned}
 \sum W &= W_{dead} + W_{live} \\
 &= 960290,37 \text{ Kg} + 253155,75 \text{ Kg} \\
 &= 1213446,12 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

### 3.2.7.3 Berat Lantai 3

#### a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\text{Luas Void}_1 = (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \sum \text{void}$$

$$= (3,200 \times 3,5) \times 17$$

$$= 190,400 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas Void}_2 = (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \sum \text{void}$$

$$= (0,650 \times 0,4) \times 17$$

$$= 3,868 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas Void}_3 = (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \sum \text{void}$$

$$= (1,800 \times 0,63) \times 17$$

$$= 19,125 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas Plat} = \text{Luas total} - \sum \text{Luas void}$$

$$= (84,480 - 15,038) - 213,393 \text{ m}^2$$

$$= 1057,02 \text{ m}^2$$

$$\text{Maka berat plat} = \text{Luas plat} \times \text{tebal plat} \times \text{berat volum beton}$$

$$= 1057,02 \text{ m}^2 \times 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 329789,5 \text{ Kg}$$

- Berat ME = Luas plat x berat
$$= 1057,02 \times 35 \text{ Kg/m}^2$$

$$= 36995,6 \text{ Kg}$$

- Berat balok =  $b \times h \times L \times w$

dimana,  $b$  : Lebar Balok

$h$  : Tinggi Balok

$L$  : Panjang bentang balok

$w$  : Berat beton bertulang =  $2400 \text{ Kg/m}^3$

- Balok B2 ; dimensi :  $b = 25 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

→ Line A', A, B, C, D

$$L = \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line}$$

$$= 84,480 \text{ m} \times 5$$

$$= 422,400 \text{ m}$$

→ Grid A1, A2, A3, A4, A5, A6', A6'', A7, A8, A9, A10, A11, A12', A12'',  
A13, A14, A15, A16, A17

$$L = \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid}$$

$$= 15,038 \text{ m} \times 20$$

$$= 300,760 \text{ m}$$

→ Grid A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A6a, A7a, A8a, A9a, A10a, A11a,  
A12a, A13a, A14a, A15a, A16a, A17a

$$L = \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid}$$

$$= 2,350 \text{ m} \times 17$$

$$= 39,950 \text{ m}$$

Berat balok B2

$$= 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 763,110 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 228933,00 \text{ Kg}$$

- Balok B3 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

$$L = \text{panjang masing-masing balok B3} \times \sum \text{grid}$$

$$= 1,725 \times 18$$

$$= 31,050 \text{ m}$$

Berat balok B3

$$= 0,20 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 31,050 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 5961,60 \text{ Kg}$$

Total berat balok lantai 3 = Jumlah semua berat balok

$$= 234894,60 \text{ Kg}$$

- Berat Kolom = b x h x t x  $\sum$  kolom x w

dimana,  $b$  : Lebar Kolom

$h$  : Panjang Kolom

$t$  : Tinggi Kolom

$\sum$  : Jumlah Kolom

$w$  : Berat beton bertulang

- Kolom K2 ; dimensi :  $b = 35 \text{ cm}$  dan  $h = 40 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} t &= (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) - (h \text{ balok} / 2) + \\ &\quad (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) - (h \text{ balok} / 2) \\ &= (3,4 \text{ m} / 2) - (0,5 \text{ m} / 2) + (3,4 \text{ m} / 2) - \\ &\quad (0,5 \text{ m} / 2) \\ &= 2,9 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat kolom K2

$$\begin{aligned} &= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\ &= 0,35 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 2,9 \text{ m} \times 80 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 77952,00 \text{ Kg} \end{aligned}$$

• Berat Dinding =  $t \times h \times w \times L$

dimana,  $t$  : Tebal Dinding (0,15 m)

$h$  : Tinggi Dinding

$w$  : Berat Volum Bata Merah (479 Kg/m<sup>3</sup>)

$L$  : Panjang dinding

o Dinding atas

$$\begin{aligned} h &= (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) \\ &= (3,4 \text{ m} / 2) \\ &= 1,7 \text{ m} \end{aligned}$$

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \\ &= 154,960 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding X

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1,70 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m} \\ &= 67175,160 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned} L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\ &= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18 \\ &= 241,884 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m} \\ &= 104856,714 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding bagian atas} &= 67175,16 \text{ Kg} + 104856,71 \text{ Kg} \\ &= 172031,87 \text{ Kg} \end{aligned}$$

o Dinding bawah

$$\begin{aligned} h &= (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) - h \text{ balok} \\ &= (3,4 \text{ m} / 2) - 0,0 \text{ m} \\ &= 1,7 \text{ m} \end{aligned}$$

Keterangan: semua h balok B1, B2, B3, B3A, B4, B5 adalah 0,5 m

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \end{aligned}$$

$$= 154,960 \text{ m}$$

Berat dinding X

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m}$$

$$= 67175,160 \text{ Kg}$$

- Dinding arah Y

$$L = (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid}$$

$$= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18$$

$$= 241,884 \text{ m}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m}$$

$$= 104856,714 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding bagian bawah} = 67175,16 \text{ Kg} + 104856,7 \text{ Kg}$$

$$= 172032 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding lantai 3} = 172031,87 \text{ Kg} + 172031,87 \text{ Kg}$$

$$= 344063,75 \text{ Kg}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk lantai 3, yakni :

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat	329789,53
Berat ME	36995,62
Berat balok	234894,60
Berat kolom	77952,00
Berat dinding	344063,75
Total berat ( $\sum w$ dead)	1023695,50

**Tabel 3.16 Total Beban Mati Lantai 3**

#### **b. Beban Hidup ( $W_{live}$ )**

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0,5

$$\begin{aligned}\text{Beban plat} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna bangunan ruko} \times \text{koef. Reduksi} \\ &= 1057,02 \text{ m}^2 \times 479,0 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \\ &= 253155,7 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 253155,7 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 3 adalah :

$$\begin{aligned}\Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 1023695,50 \text{ Kg} + 253155,75 \text{ Kg} \\ &= 1276851,25 \text{ Kg}\end{aligned}$$

#### **3.2.7.4 Berat Lantai 2**

##### **a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )**

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\begin{aligned}\text{Luas Void}_1 &= (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \Sigma \text{void} \\ &= (3,200 \times 3,5) \times 17 \\ &= 190,400 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Void}_2 &= (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \Sigma \text{void} \\ &= (0,650 \times 0,4) \times 17 \\ &= 3,868 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Void}_3 &= (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \Sigma \text{void} \\ &= (1,800 \times 0,63) \times 17 \\ &= 19,125 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Plat} &= \text{Luas total} - \sum \text{Luas void} \\
 &= (84,480 \times 15,038) - 213,393 \text{ m}^2 \\
 &= 1057,02 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka berat plat} &= \text{Luas plat} \times \text{tebal plat} \times \text{berat volum beton} \\
 &= 1057,02 \text{ m}^2 \times 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 329789,5 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Berat ME
 
$$\begin{aligned}
 &= \text{Luas plat} \times \text{berat} \\
 &= 1057,02 \times 35 \text{ Kg/m}^2 \\
 &= 36995,6 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Berat balok
 
$$= b \times h \times L \times w$$

dimana, b : Lebar Balok

h : Tinggi Balok

L : Panjang bentang balok

w : Berat beton bertulang = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

- Balok B2 ; dimensi : b = 25 cm dan h = 50 cm

→ Line A', A, B, C, D

$$\begin{aligned}
 L &= \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line} \\
 &= 84,480 \text{ m} \times 5 \\
 &= 422,400 \text{ m}
 \end{aligned}$$

→ Grid A1, A2, A3, A4, A5, A6', A6'', A7, A8, A9, A10, A11, A12', A12''

A13, A14, A15, A16, A17

$$\begin{aligned}
 L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\
 &= 15,038 \text{ m} \times 20 \\
 &= 300,760 \text{ m}
 \end{aligned}$$

→ Grid A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A6a, A7a, A8a, A9a, A10a, A11a, A12a, A13a, A14a, A15a, A16a, A17a



$$L = \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid}$$

$$= 2,350 \text{ m} \times 17$$

$$= 39,950 \text{ m}$$

Berat balok B2

$$= 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 763,110 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 228933,00 \text{ Kg}$$

- Balok B3 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

$$L = \text{panjang masing-masing balok B3} \times \sum \text{grid}$$

$$= 1,725 \times 18$$

$$= 31,050 \text{ m}$$

Berat balok B3

$$= 0,20 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 31,050 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 5961,60 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat balok lantai 2} = \text{Jumlah semua berat balok}$$

$$= 234894,60 \text{ Kg}$$

- Berat Kolom = b x h x t x  $\sum$  kolom x w

dimana, b : Lebar Kolom

h : Panjang Kolom

t : Tinggi Kolom

$\sum$  : Jumlah Kolom

w : Berat beton bertulang

- Kolom K2 ; dimensi : b = 35 cm dan h = 40 cm

$$t = (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) - (h \text{ balok} / 2) +$$

$$(\text{tinggi lantai 1 ke lantai 2} / 2) - (h \text{ balok} / 2)$$

$$= (3,4 \text{ m} / 2) - (0,5 \text{ m} / 2) + (4 \text{ m} / 2) -$$

$$(0,5 \text{ m} / 2)$$

$$= 3,2 \text{ m}$$

Berat kolom K2

$$\begin{aligned} &= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\ &= 0,35 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 3,2 \text{ m} \times 80 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 86016,00 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat Dinding =  $t \times h \times w \times L$

dimana,  $t$  : Tebal Dinding ( 0,15 m)

$h$  : Tinggi Dinding

$w$  : Berat Volum Bata Merah (479 Kg/m<sup>3</sup>)

$L$  : Panjang dinding

○ Dinding atas

$$\begin{aligned} h &= (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) \\ &= (3,4 \text{ m} / 2) \\ &= 1,7 \text{ m} \end{aligned}$$

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \\ &= 154,960 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding X

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m} \\ &= 67175,160 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned} L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\ &= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18 \\ &= 241,884 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m}$$

$$= 104856,714 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding bagian atas} = 67175,16 \text{ Kg} + 104856,71 \text{ Kg}$$

$$= 172031,87 \text{ Kg}$$

o Dinding bawah

$$h = (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) - h \text{ balok}$$

$$= (4,0 \text{ m} / 2) - 0,0 \text{ m}$$

$$= 2,0 \text{ m}$$

Keterangan: semua h balok B1, B2, B3, B3A, B4, B5 adalah 0,5 m

- Dinding arah X

$$L = (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line}$$

$$= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2$$

$$= 154,960 \text{ m}$$

Berat dinding X

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m}$$

$$= 79029,600 \text{ Kg}$$

- Dinding arah Y

$$L = (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid}$$

$$= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18$$

$$= 241,884 \text{ m}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m}$$

$$= 123360,840 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding bagian bawah} &= 79029,60 \text{ Kg} + 123360,8 \text{ Kg} \\ &= 202390,4 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding lantai 2} &= 172031,87 \text{ Kg} + 202390,44 \text{ Kg} \\ &= 374422,31 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk lantai 2, yakni :

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat	329789,53
Berat ME	36995,62
Berat balok	234894,60
Berat kolom	86016,00
Berat dinding	374422,31
Total berat ( $\sum w_{dead}$ )	1062118,07

**Tabel 3.17 Total Beban Mati Lantai 2**

#### **b. Beban Hidup ( $W_{live}$ )**

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0,5

$$\begin{aligned} \text{Beban plat} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna bangunan ruko} \times \text{koef. Reduksi} \\ &= 1057,02 \text{ m}^2 \times 479,0 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \\ &= 253155,7 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 253155,7 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 2 adalah :

$$\begin{aligned} \sum W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 1062118,07 \text{ Kg} + 253155,75 \text{ Kg} \\ &= 1315273,82 \text{ Kg} \end{aligned}$$

### 3.2.7.5 Berat Lantai 1

#### a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\begin{aligned}\text{Luas Plat} &= \text{Luas total} \\ &= (\text{panjang bangunan} \times \text{lebar bangunan}) \\ &= (84,480 \times 15,038) \\ &= 1270,41 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka berat plat} &= \text{Luas plat} \times \text{tebal plat} \times \text{berat volum beton} \\ &= 1270,41 \text{ m}^2 \times 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 396368,0 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat ME = Luas plat x berat

$$\begin{aligned}&= 1270,41 \times 35 \text{ Kg/m}^2 \\ &= 44464,4 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat balok =  $b \times h \times L \times w$

dimana,  $b$  : Lebar Balok

$h$  : Tinggi Balok

$L$  : Panjang bentang balok

$w$  : Berat beton bertulang =  $2400 \text{ Kg/m}^3$

- Balok B1 ; dimensi :  $b = 30 \text{ cm}$  dan  $h = 50 \text{ cm}$

$L$  = panjang 1 line x  $\sum$  line

$$= 84,480 \text{ m} \times 1$$

$$= 84,480 \text{ m}$$

Berat balok B1

$$= 0,30 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 84,480 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 30412,80 \text{ Kg}$$

- Balok B2 ; dimensi : b = 25 cm dan h = 50 cm

→ Line A', A, B, C, D

$$\begin{aligned}L &= \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line} \\&= 84,480 \text{ m} \times 4 \\&= 422,400 \text{ m}\end{aligned}$$

→ Grid A1, A2, A3, A4, A5, A6', A6'', A7, A8, A9, A10, A11, A12', A12'',  
A13, A14, A15, A16, A17

$$\begin{aligned}L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\&= 15,038 \text{ m} \times 20 \\&= 300,760 \text{ m}\end{aligned}$$

→ Grid A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A6a, A7a, A8a, A9a, A10a, A11a, A12a,  
A13a, A14a, A15a, A16a, A17a

$$\begin{aligned}L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\&= 2,350 \text{ m} \times 17 \\&= 39,950 \text{ m}\end{aligned}$$

Berat balok B2

$$\begin{aligned}&= 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 763,110 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\&= 228933,00 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Balok B3 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

$$\begin{aligned}L &= \text{panjang masing-masing balok B3} \times \sum \text{grid} \\&= 1,725 \times 18 \\&= 31,050 \text{ m}\end{aligned}$$

Berat balok B3

$$\begin{aligned}&= 0,20 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 31,050 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\&= 5961,60 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Total berat balok lantai 1 = Jumlah semua berat balok

$$= 265307,40 \text{ Kg}$$

- Berat Kolom  $= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana,  $b$  : Lebar Kolom

$h$  : Panjang Kolom

$t$  : Tinggi Kolom

$\sum$  : Jumlah Kolom

$w$  : Berat beton bertulang

- Kolom K1 ; dimensi :  $b = 40 \text{ cm}$  dan  $h = 60 \text{ cm}$

$$t = (\text{tinggi lantai 1 ke lantai 2} / 2) - (h \text{ balok} / 2) +$$

$$\text{tinggi basement ke lantai 1} - (h \text{ balok} / 2)$$

$$= (4,0 \text{ m} / 2) - (0,5 \text{ m} / 2) + 4,0 \text{ m} -$$

$$(0,5 \text{ m} / 2)$$

$$= 5,5 \text{ m}$$

Berat kolom K1

$$= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w$$

$$= 0,40 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 5,5 \text{ m} \times 80 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 253440,00 \text{ Kg}$$

- Berat Dinding  $= t \times h \times w \times L$

dimana,  $t$  : Tebal Dinding (0,15 m)

$h$  : Tinggi Dinding

$w$  : Berat Volum Bata Merah (479 Kg/m<sup>3</sup>)

$L$  : Panjang dinding

o Dinding atas

$$h = (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2)$$

$$= (4,0 \text{ m} / 2)$$

$$= 2,0 \text{ m}$$

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \\ &= 154,960 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding X

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m} \\ &= 79029,600 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned} L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\ &= (13,783 - (0,40 \times 4)) \times 18 \\ &= 219,294 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 219,294 \text{ m} \\ &= 111839,940 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding bagian atas} &= 79029,60 \text{ Kg} + 111839,94 \text{ Kg} \\ &= 190869,54 \text{ Kg} \end{aligned}$$

o Dinding bawah

$$\begin{aligned} h &= (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) - h \text{ balok} \\ &= (4,0 \text{ m} / 2) - 0,0 \text{ m} \\ &= 2,0 \text{ m} \end{aligned}$$

Keterangan: semua h balok B1, B2, B3, B3A, B4, B5 adalah 0,5 m

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \end{aligned}$$



$$= 154,960 \text{ m}$$

Berat dinding X

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m}$$

$$= 79029,600 \text{ Kg}$$

- Dinding arah Y

$$L = (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid}$$

$$= (13,783 - (0,40 \times 4)) \times 18$$

$$= 219,294 \text{ m}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 219,294 \text{ m}$$

$$= 111839,940 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding bagian bawah} = 79029,60 \text{ Kg} + 111839,9 \text{ Kg}$$

$$= 190869,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding lantai 1} = 190869,54 \text{ Kg} + 190869,54 \text{ Kg}$$

$$= 381739,08 \text{ Kg}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk lantai 1, yakni :

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat	396367,99
Berat ME	44464,36
Berat balok	265307,40
Berat kolom	253440,00
Berat dinding	381739,08
Total berat ( $\sum w$ dead)	1341318,83

**Tabel 3.18 Total Beban Mati Lantai 1**

**b. Beban Hidup ( $W_{live}$ )**

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0,5

$$\begin{aligned}\text{Beban plat} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna bangunan ruko} \times \text{koef. Reduksi} \\ &= 1270,41 \text{ m}^2 \times 479,0 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \\ &= 304263,3 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 304263,3 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 1 adalah :

$$\begin{aligned}\Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 1341318,83 \text{ Kg} + 304263,25 \text{ Kg} \\ &= 1645582,09 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat struktur untuk masing-masing lantai yakni :

Lantai	Berat (kg)
Atap	821986,73 Kg
Lantai 4	1213446,12 Kg
Lantai 3	1276851,25 Kg
Lantai 2	1315273,82 Kg
Lantai 1	1645582,09 Kg
<b>TOTAL</b>	<b>6273140,01 Kg</b>

**Tabel 3.19 Total Berat Beban Seluruh Lantai**

### 3.2.8 Perhitungan Beban Gempa

#### - Kategori Risiko Struktur Bangunan & Faktor Keutamaan

Pada SNI 1726 : 2012 Pasal 4.1.2, kategori risiko struktur bangunan dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 3.20 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung  
untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <p><del>Perumahan</del>  <span style="border: 1px solid blue; padding: 2px;">Rumah toko dan rumah kantor</span>  <del>Pasar</del></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Berdasarkan fungsi Ruko Central Business District Surabaya yaitu rumah dan toko, bangunan ruko ini termasuk dalam kategori risiko II.

Menurut SNI 1726:2012 pasal 4.1.2, adapun faktor keutamaan gempa gedung ditentukan berdasarkan tabel berikut:

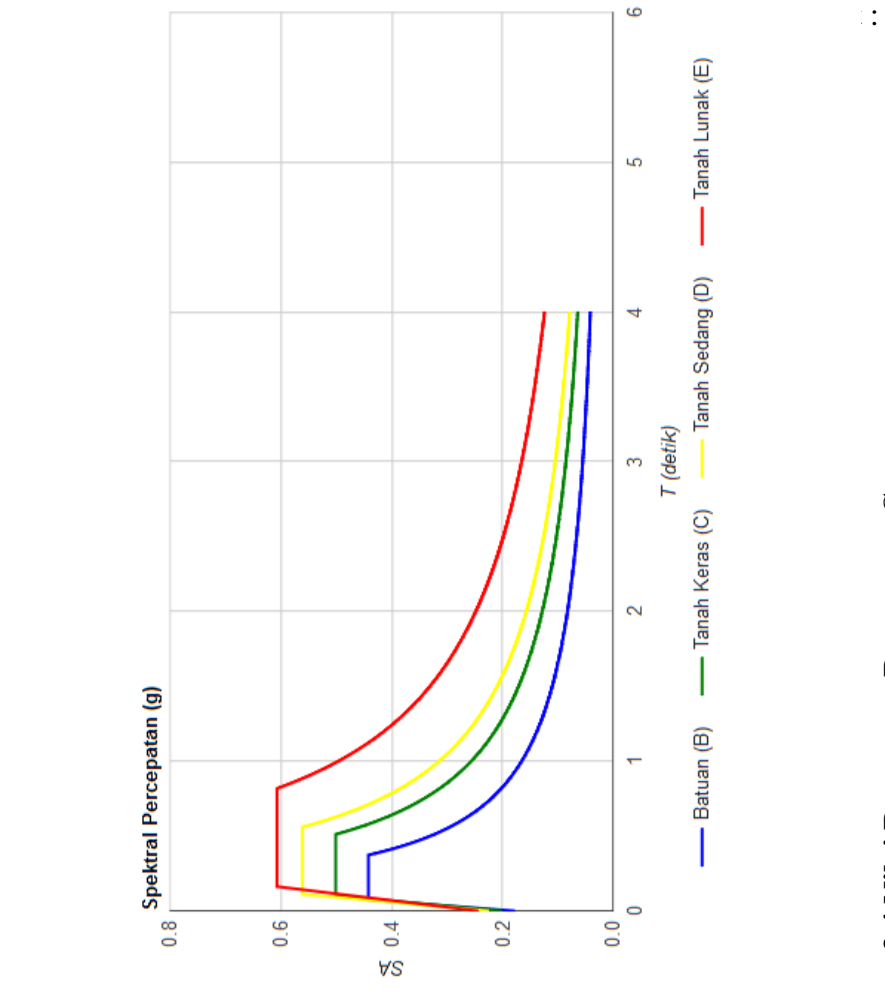
Tabel 3.21 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Berdasarkan kategori risikonya, faktor keutamaan gempa bangunan ruko adalah: 1,0

- Parameter Percepatan Gempa (SS, S1)

Menentukan nilai parameter percepatan gempa dapat menggunakan



Jenis Batuan	Batuan (B)	Tanah Sedang (D)
Copy	Excel	
Variable	Nilai	
SS (g)	0.325	
Ss (g)	0.663	
S <sub>1</sub> (g)	0.247	
CRS	0.991	
CR1	0.929	
FPGA	1.175	
E <sub>1</sub>	1.270	

Jenis Batuan	Batuan (B)	SA (g)
Copy	Excel	
T (detik)		
0	0.177	
T <sub>0</sub>	0.442	
T <sub>S</sub>	0.442	
T <sub>S</sub> +0	0.348	
T <sub>S</sub> +0.1	0.288	
T <sub>S</sub> +0.2	0.245	
T <sub>S</sub> +0.3	0.212	

Gambar 3.4 Nilai Parameter Percepatan Gempa

Berdasarkan hasil penelurusan tersebut, dapat diketahui nilai parameter yakni :

$$S_s : 0,663 \text{ g}$$

$$S_I : 0,247 \text{ g}$$

- Kategori Desain Seismik (KDS)

1) Menentukan klasifikasi dan koefisien kelas situs

Pada SNI 1726 : 2012 pasal 5.3, klasifikasi situs dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 3.22 Klasifikasi Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
<b>SA (batuan keras)</b>	> 1500	N/A	N/A
<b>SB (batuan)</b>	750 sampai 1500	N/A	N/A
<b>SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)</b>	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
<b>SD (tanah sedang)</b>	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
<b>SE (tanah lunak)</b>	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$ , dan 3. Kuat geser niralisir $\bar{s}_u < 25 kPa$			
<b>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)</b>  Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah, - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m), - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$ ), - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa.		

Menurut hasil tes boring log, pada lapisan tanah kedalaman 30 m dari atas dapat ditentukan bahwa  $15 < N < 50$ , maka dapat diketahui bahwa klasifikasi situs tanah bangunan ruko ini adalah tanah keras, maka dapat ditentukan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$  sesuai tabel pada SNI 1726 : 2012 pasal 6.2 berikut :

**Tabel 3.23 Koefisien Situs Fa**

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik ( $S_s$ )				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s \leq 0,5$	$S_s \leq 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s \leq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$SS^b$				

Untuk mendapatkan nilai koefisien Fa dilakukan interpolasi linear yaitu dengan mengetahui nilai  $S_s$  : 0,663 dan berdasarkan tabel diatas maka diketahui nilai  $S_s$  berada diantara :

$$\begin{aligned} \text{untuk } S_{s_x} &= 0,5 & Fa_x &= 1,4 \\ \text{untuk } S_{s_y} &= 0,75 & Fa_y &= 1,2 \end{aligned} \quad \text{didapat}$$

Sehingga dapat diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Fa &= Fa_x + \frac{\left[ S_s - S_{s_y} \right]}{\left[ S_{s_x} - S_{s_y} \right]} \times Fa_x - Fa_y \\ Fa &= 1,2 + \frac{\left[ 0,663 - 0,750 \right]}{\left[ 0,500 - 0,750 \right]} \times \left[ 1,4 - 1,2 \right] = 1,270 \end{aligned}$$

Dengan demikian untuk  $S_s = 0,663$  diperoleh  $Fa = 1,270$

Tabel 3.24 Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE <sub>R</sub> ) terpetakan pada perioda pendek, T = 1 detik (S <sub>1</sub> )				
	S <sub>s</sub> ≤ 0,1	S <sub>s</sub> ≤ 0,2	S <sub>s</sub> ≤ 0,3	S <sub>s</sub> ≤ 0,4	S <sub>s</sub> ≤ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,5
SF	SS <sup>b</sup>				

Untuk mendapatkan nilai koefisien Fv dilakukan interpolasi linear yaitu dengan mengetahui nilai S<sub>1</sub> : 0,247 dan berdasarkan tabel diatas maka diketahui nilai S1 berada diantara :

$$\begin{array}{lcl} \text{untuk } S_{1x} = 0,5 & & F_{vx} = 1,4 \\ & \text{didapat} & \\ \text{untuk } S_{1y} = 0,75 & & F_{vy} = 1,2 \end{array}$$

Sehingga dapat diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} F_v &= F_{v_x} + \frac{\left[ \begin{array}{cc} S_1 & - S_{1x} \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{cc} S_{1y} & - S_{1y} \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{cc} F_{vy} & - F_{vx} \end{array} \right] \\ F_v &= 1,4 + \frac{\left[ \begin{array}{cc} 0,247 & - 0,500 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{cc} 0,750 & - 0,500 \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{cc} 1,2 & - 1,4 \end{array} \right] = 1,6024 \end{aligned}$$

Dengan demikian untuk S<sub>1</sub> = 0,247 diperoleh Fv = 1,6024

2) Menentukan nilai S<sub>DS</sub> dan S<sub>D1</sub>

Dengan mengetahui klasifikasi dan koefisien kelas situs maka dapat ditentukan parameter spektrum respons percepatan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S_{MS} &= Fa \times S_s \dots\dots\dots (2.1) \\ &= 1,270 \times 0,663 \\ &= 0,842 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 S_{M1} &= F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.2) \\
 &= 1,602 \times 0,247 \\
 &= 0,396
 \end{aligned}$$

Adapun parameter percepatan spectral desain ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \dots\dots\dots (2.3) \\
 &= \frac{2}{3} \times 0,842 \\
 &= 0,56116 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \dots\dots\dots (2.4) \\
 &= \frac{2}{3} \times 0,396 \\
 &= 0,26386 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya menentukan kategori desain seismik berdasarkan tabel ini :

Tabel 3.25 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Diketahui nilai  $S_{DS} = 0,56116 \text{ g} > 0,5$  Untuk Kategori Risiko : II maka termasuk kategori desain seismik **D**

Tabel 3.26 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Diketahui nilai  $S_{D1} = 0,26386 \text{ g} > 0,2$  Untuk Kategori Risiko : II maka termasuk kategori desain seismik **D**

- Spektrum Respon Desain

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$T_0 = 0,2 \times \frac{0,26386}{0,56116}$$

$$= 0,09404 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$T_s = \frac{0,26386}{0,56116}$$

$$= 0,47021 \text{ detik}$$

Untuk  $T = 0$ , maka :  $S_a = S_{DS} \times 0,4$

$$= 0,56116 \times 0,4$$

$$= 0,22447 \text{ detik}$$

Untuk  $T < T_0$ , maka :  $S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.9)$

Contoh:  $S_a = 0,56 \left( 0,4 + 0,6 \frac{0,01}{0,09404} \right)$

$$= 0,26027 \text{ detik} , \text{ selanjutnya ditabelkan:}$$

$T$	$S_a$	$T$	$S_a$
0,01	0,2602686	0,06	0,439285
0,02	0,2960719	0,07	0,4750883
0,03	0,3318752	0,08	0,5108916
0,04	0,3676785	0,09	0,5466949
0,05	0,4034818	0,1	0,5824982

**Tabel 3.27 Nilai  $S_a$  untuk  $T < T_0$**

Untuk  $t = T_0$  s/d  $t = T_s$  maka  $Sa = S_{DS} = 0,56116$  detik

Untuk  $T_s < T < 1,0$ , maka :

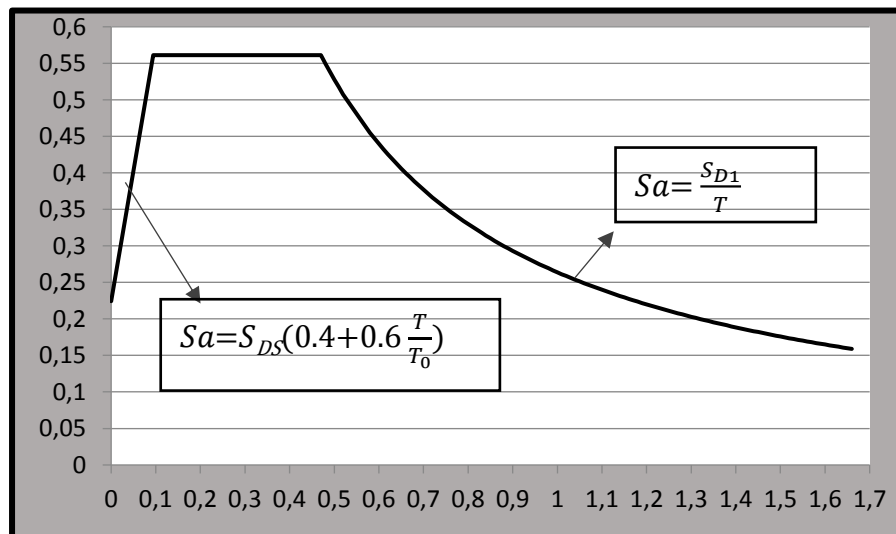
$$Sa = \frac{S_{D1}}{T}, \text{ misalkan } T = 0,57 \dots\dots\dots (2.10)$$

$$= \frac{0,26386}{0,57} = 0,46292 \text{ detik, selanjutnya ditabelkan:}$$

**Tabel 3.28 Nilai Sa untuk  $T_s < T < 1,0$**

$T$	$Sa$	$T$	$Sa$	$T$	$Sa$	$T$	$Sa$	$T$	$Sa$
0,48	0,54971	0,55	0,47975	0,62	0,42558	0,69	0,38241	0,76	0,34719
0,49	0,53849	0,56	0,47118	0,63	0,41883	0,7	0,37695	0,77	0,34268
0,5	0,52772	0,57	0,46292	0,64	0,41228	0,71	0,37164	0,78	0,33828
0,51	0,51738	0,58	0,45493	0,65	0,40594	0,72	0,36647	0,79	0,334
0,52	0,50743	0,59	0,44722	0,66	0,39979	0,73	0,36145	0,8	0,32983
0,53	0,49785	0,6	0,43977	0,67	0,39382	0,74	0,35657	0,81	0,32576
0,54	0,48863	0,61	0,43256	0,68	0,38803	0,75	0,35182	0,82	0,32178

Dengan demikian, diperoleh grafik respon spektrum sebagai berikut :



**Grafik 3.1 Respon Spektrum**

- Perkiraan Periode Fundamental Alami

Menurut SNI 1726 : 2012 pada pasal 7.8.2.1, untuk struktur dengan tinggi < 12 tingkat dimana sistem penahan gaya seismik yaitu rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m ditentukan sebagai berikut:

$$T_a = 0,1 N \longrightarrow N = \text{Jumlah Tingkat}$$

Batas periode maksimum.

$$T_{max} = C_u \cdot T_a$$

Dan berikut ini adalah tabel menentukan koefisien  $C_u$  menurut

SNI 1726 : 2012 pada pasal 7.8.2.1

**Tabel 3.29 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yg Dihitung**

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik ( $S_{D1}$ )	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Diketahui  $S_{D1} = 0,26386 \text{ g}$  maka koefisien  $C_u = 1,5$

- Arah  $x$

$$\begin{aligned}
 T_a &= 0,1 \, N \dots\dots\dots (2.11) \\
 &= 0,1 \times 12 \\
 &= 1,20 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{\max} &= C_u \cdot T_a \dots\dots\dots (2.12) \\
 &= 1,5 \times 1,2 \\
 &= 1,8 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$T_a < T_{\max} \dots\dots\dots \mathbf{OK}$$

Arah  $y$

$$\begin{aligned}
 T_a &= 0,1 \, N \dots\dots\dots (2.13) \\
 &= 0,1 \times 12 \\
 &= 1,2 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{\max} &= C_u \cdot T_a \dots\dots\dots (2.14) \\
 &= 1,5 \times 1,2 \\
 &= 1,8 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$T_a < T_{\max} \dots\dots\dots \mathbf{OK}$$

- Pemilihan Parameter Sistem Struktur ( $R$ ,  $C_d$  dan  $\Omega_0$ )

Jenis struktur bangunan non gedung	$R$	$\Omega_0$	$C_d$	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Bangunan (m) <sup>a,e</sup>				
				A & B	C	D	E	F
Rak penyimpanan (struktur baja)	4	2	3,5	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem rangka gedung:								
Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3½	2	3½	TB	TB	10 <sup>b</sup>	10 <sup>b</sup>	10 <sup>b</sup>
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	2½	2	2½	TB	TB	48	48	30
Tanpa batasan ketinggian	1,5	1	1,5	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem rangka pemikul momen:								
Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	48 <sup>c,d</sup>	48 <sup>c,d</sup>	30 <sup>c,d</sup>
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	2,5	2	2,5	TB	TB	48	48	30
Tanpa batasan ketinggian	1,5	1	1,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	3	2	2,5	TB	TB	15	15	15
Tanpa batasan ketinggian	0,8	1	1	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI <sup>c,d</sup>	TI <sup>c,d</sup>	TI <sup>c,d</sup>
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	2,5	2	2,5	TB	TB	30	30	TI <sup>c,d</sup>
Tanpa batasan ketinggian	1	1	1	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	0,8	1	1	TB	TB	15	15	15

**Tabel 3.30 Faktor  $R$ ,  $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa**

Dari Tabel diatas maka di dapat nilai Faktor  $R$ ,  $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya dengan menggunakan Sistem rangka pemikul momen khusus adalah sebagai berikut :

$$R = 8,00$$

$$C_d = 5,50$$

$$\Omega_0 = 3,00$$

- Perhitungan Nilai Base Shear

Perhitungan Geser Dasar Seismik, sebagai berikut :

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana :

$$W = \text{Berat seismik efektif}$$

$C_s$  = Koefisien respons seismik, perhitungan nilai  $C_s$  yakni :

$$= \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0,5611632}{(8 / 1)} = 0,0701454 \dots\dots\dots (2.16)$$

Dengan syarat :

- Nilai  $C_s$  tidak perlu melebihi berikut ini  $= \frac{S_{DI}}{T \times (R/I_e)}$

$$C_{S \max} = \frac{0,263862}{1,2 \times (8 / 1)} = 0,0274856$$

- Tidak kurang dari :  $C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$

$$\begin{aligned} C_{S \min} &= 0,044 S_{DS} I_e \dots\dots\dots (2.17) \\ &= 0,044 \times 0,56116 \times 1 \\ &= 0,020576 \end{aligned}$$

$$C_{S \min} \geq 0,01$$

Digunakan  $C_s \min = 0,020576$

- Untuk  $S_1 \geq 0,6$  g, nilai  $C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_{S \min} = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)}$$

Karena nilai  $S_1 = 0,247 < 0,6$  maka rumusan ini tidak digunakan.

Sehingga,

$$C_s \min = 0,02058 < C_s \max = 0,02749 < C_s = 0,07$$

Maka digunakan  $C_{s_x} = 0,0274856$

$$C_{s_y} = 0,0274856$$

Sehingga nilai  $V_x$  dan  $V_y$  adalah sebagai berikut :



$$\begin{aligned}
 V_x &= C_{s_x} \cdot W \dots\dots\dots (2.18) \\
 &= 0,02749 \times 6331209,22 \\
 &= 174017,15 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_y &= C_{s_y} \cdot W \dots\dots\dots (2.19) \\
 &= 0,02749 \times 6331209,22 \\
 &= 174017,15 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Gaya Gempa Lateral (F)

Gaya gempa lateral dihitung dengan rumus :

$$F = C_v \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Dimana :

- $C_v$  = Faktor distribusi vertikal  
 $V$  = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur  
 $W_i$  &  $W_x$  = Bagian berat seismik sfektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x  
 $h_i$  &  $h_x$  = Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x  
 $K$  =  $\frac{E}{k_s}$

berikut :

- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang ,  $K = 1$
- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih ,  $K = 2$
- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda

sebesar 0,5 dan 2,5 detik k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

Dengan  $T_a = 1,2$  detik, dan

$K_1 = 1,0$  untuk  $T_{a1} = 0,5$

$K_2 = 2,0$  untuk  $T_{a2} = 2,5$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$K = K_1 + \frac{\left( T_a - T_{a1} \right)}{\left( T_{a2} - T_{a1} \right)} \times \left( K_2 - K_1 \right)$$

$$K = 1 + \frac{\left( 1,2 - 0,500 \right)}{\left( 2,500 - 0,500 \right)} \times \left( 2 - 1 \right)$$

$$= 1,35$$

Maka digunakan  $K_x = 1,35$

$K_y = 1,35$

**Tabel 3.31 Faktor Distribusi Vertikal**

Lantai	Berat (Wi)	Tinggi (hi)	$h_i^{K_x}$	$h_i^{K_y}$	$W_i \times h_i^{K_x}$	$W_i \times h_i^{K_y}$
	Kg	m	m	m	kgm	kgm
Atap	821986,728	18,0	49,5	49,5	40689531,3	40689531,3
Lantai 4	1213446,12	14,8	38,0	38,0	46118355,6	46118355,6
Lantai 3	1276851,25	11,4	26,7	26,7	34116294,6	34116294,6
Lantai 2	1315273,82	8,0	16,6	16,6	21786509,6	21786509,6
Lantai 1	1645582,09	4,0	6,5	6,5	10693023,9	10693023,9
<b>TOTAL</b>	6273140,01				153403715	153403715

**Tabel 3.32 Gaya Gempa Lateral Per Lantai**

Lantai	Cv <sub>x</sub>	Cv <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
			(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
Atap	0,2652448	0,2652448	174017	174017	46157,138	46157,138
Lantai 4	0,3006339	0,3006339	174017	174017	52315,454	52315,454
Lantai 3	0,2223955	0,2223955	174017	174017	38700,631	38700,631
Lantai 2	0,1420207	0,1420207	174017	174017	24714,046	24714,046
Lantai 1	0,0697051	0,0697051	174017	174017	12129,886	12129,886
TOTAL					174017,15	174017,15

Berikut ini adalah kombinasi pembebanan yang akan dipakai:

$$\rho = 1,3$$

$$SDs = 0,5612$$

1	1	1,4	D											
2	2	1,2	D	+	1,6	LL	+	0,5	Lr					
	<i>R</i>	<i>1,2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	+	<i>0,3</i>	<i>(p Qex + 0 SDs D)</i>	+	<i>1</i>	<i>(p Qey + 0 SDs D)</i>		
		1,2	D	+	1	LL	+	0,3	(1,300 Qex + 0,2 0,6 D)	+	1	(1,300 Qey + 0,2 0,6 D)		
		1,2	D	+	1	LL	+	(0,390 Qex + 0,03 D)	+	(1,30 Qey + 0,11224 D)				
3		1,35	D	+	1	LL	+	0,39	Qex + 1,3 Qey					
	<i>R</i>	<i>1,2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	-	<i>0,3</i>	<i>(p Qex + 0 SDs D)</i>	+	<i>1</i>	<i>(p Qey + 0 SDs D)</i>		
		1,2	D	+	1	LL	-	0,3	(1,300 Qex + 0,2 0,6 D)	+	1	(1,300 Qey + 0,2 0,6 D)		
		1,2	D	+	1	LL	-	(0,390 Qex - 0,03 D)	+	(1,30 Qey + 0,11224 D)				
4		1,28	D	+	1	LL	-	0,39	Qex + 1,3 Qey					
	<i>R</i>	<i>1,2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	+	<i>0,3</i>	<i>(p Qex + 0 SDs D)</i>	-	<i>1</i>	<i>(p Qey + 0 SDs D)</i>		
		1,2	D	+	1	LL	+	0,3	(1,300 Qex + 0,2 0,6 D)	-	1	(1,300 Qey + 0,2 0,6 D)		
		1,2	D	+	1	LL	+	(0,390 Qex + 0,03 D)	-	(1,30 Qey - 0,11224 D)				
5		1,12	D	+	1	LL	+	(0,390 Qex - 1,3 Qey						
	<i>R</i>	<i>1,2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	-	<i>0,3</i>	<i>(p Qex + 0 SDs D)</i>	-	<i>1</i>	<i>(p Qey + 0 SDs D)</i>		
		1,2	D	+	1	LL	-	0,3	(1,300 Qex + 0,2 0,6 D)	-	1	(1,300 Qey + 0,2 0,6 D)		
		1,2	D	+	1	LL	-	(0,390 Qex + 0,03 D)	-	(1,30 Qey - 0,11224 D)				
6		1,05	D	+	1	LL	-	(0,390 Qex - 1,3 Qey						
	<i>R.4a</i>	<i>1,2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	+	<i>1</i>	<i>(p Qex + 0 SDs D)</i>	+	<i>0</i>	<i>(p Qey + 0 SDs D)</i>		
		1,2	D	+	1	LL	+	1	(1,300 Qex + 0,2 0,6 D)	+	0,3	(1,300 Qey + 0,2 0,6 D)		
		1,2	D	+	1	LL	+	(1,300 Qex + 0,11 D)	+	(0,39 Qey + 0,03367 D)				
7		1,35	D	+	1	LL	+	(1,300 Qex + 0,39 Qey)						

	<b>R.4b</b>	<b>1,2</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>LL</b>	<b>-</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>+</b>	<b>0</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>+</b>	<b>0</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>+</b>	<b>0</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>
		1,2	D	+	1	LL	-	1	( 1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	+	0,3	( 1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)
		1,2	D	+	1	LL	-	( 1,300	Qex	-	0,11	D)	+	( 0,39	Qey	+	0,03367	D)				
8		1,12	D	+	1	LL	-	( 1,300	Qex	+	0,39	Qey)										
	<b>R.4c</b>	<b>1,2</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>LL</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>+</b>	<b>0</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>-</b>	<b>0</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>+</b>	<b>0</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>
		1,2	D	+	1	LL	+	1	( 1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	-	0,3	( 1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)
		1,2	D	+	1	LL	+	( 1,300	Qex	+	0,11	D)	-	( 0,39	Qey	-	0,03367	D)				
9		1,28	D	+	1	LL	+	( 1,300	Qex	-	0,39	Qey)										
	<b>R.4d</b>	<b>1,2</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>LL</b>	<b>-</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>+</b>	<b>0</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>-</b>	<b>0</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>+</b>	<b>0</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>
		1,2	D	+	1	LL	-	1	( 1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	-	0,3	( 1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)
		1,2	D	+	1	LL	-	( 1,300	Qex	-	0,11	D)	-	( 0,39	Qey	-	0,03367	D)				
10		1,05	D	+	1	LL	-	( 1,300	Qex	-	0,39	Qey)										
	<b>R.5a</b>	<b>0,9</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>0,30</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>			
		0,9	D	+	0,30	( 1,300	Qex	-	0,2	0,6	D)	+	1	( 1,300	Qey	-	0,2	0,6	D)			
		0,9	D	+	0,39	Qex	-	0,034	D)	+	1,300	Qey	-	0,112	D)							
11		0,754	D	+	0,39	Qex	+	1,300	Qey													
	<b>R.5b</b>	<b>0,9</b>	<b>D</b>	<b>-</b>	<b>0,30</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>			
		0,9	D	-	0,30	( 1,300	Qex	-	0,2	0,6	D)	+	1	( 1,300	Qey	-	0,2	0,6	D)			
		0,9	D	-	0,39	Qex	+	0,034	D)	+	1,300	Qey	-	0,112	D)							
12		0,821	D	-	0,39	Qex	+	1,300	Qey													
	<b>R.5c</b>	<b>0,9</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>0,30</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>-</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>			
		0,9	D	+	0,30	( 1,300	Qex	-	0,2	0,6	D)	-	1	( 1,300	Qey	-	0,2	0,6	D)			
		0,9	D	+	0,39	Qex	-	0,034	D)	-	1,300	Qey	+	0,112	D)							
13		0,979	D	+	0,39	Qex	-	1,300	Qey													
	<b>R.5d</b>	<b>0,9</b>	<b>D</b>	<b>-</b>	<b>0,30</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>-</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>			
		0,9	D	-	0,30	( 1,300	Qex	-	0,2	0,6	D)	-	1	( 1,300	Qey	-	0,2	0,6	D)			

	0,9	D	-	0,39	Qex	+	0,034	D)	-	1,300	Qey	+	0,112	D)					
14	1,046	D	-	0,39	Qex	-	1,300	Qey											
	<b>R.6a</b>	<b>0,9</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>1,00</b>	<b>(ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>+</b>	<b>0</b>	<b>(ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>
	0,9	D	+	1,00	(1,300	Qex	-	0,2	0,6	D)	+	0,3	(1,300	Qey	-	0,2	0,6	D)	
	0,9	D	+	1,30	Qex	-	0,112	D)	+	0,390	Qey	-	0,034	D)					
15	0,754	D	+	1,30	Qex	+	0,390	Qey											
	<b>R.6b</b>	<b>0,9</b>	<b>D</b>	<b>-</b>	<b>1,00</b>	<b>(ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>+</b>	<b>0</b>	<b>(ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>
	0,9	D	-	1,00	(1,300	Qex	-	0,2	0,6	D)	+	0,3	(1,300	Qey	-	0,2	0,6	D)	
	0,9	D	-	1,30	Qex	+	0,112	D)	+	0,390	Qey	-	0,034	D)					
16	0,979	D	-	1,30	Qex	+	0,390	Qey											
	<b>R.6c</b>	<b>0,9</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>1,00</b>	<b>(ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>-</b>	<b>0</b>	<b>(ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>
	0,9	D	+	1,00	(1,300	Qex	-	0,2	0,6	D)	-	0,3	(1,300	Qey	-	0,2	0,6	D)	
	0,9	D	+	1,30	Qex	-	0,112	D)	-	0,390	Qey	+	0,034	D)					
17	0,821	D	+	1,30	Qex	-	0,390	Qey											
	<b>R.6d</b>	<b>0,9</b>	<b>D</b>	<b>-</b>	<b>1,00</b>	<b>(ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>	<b>-</b>	<b>0</b>	<b>(ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0,2</b>	<b>SDs</b>	<b>D)</b>
	0,9	D	-	1,00	(1,300	Qex	-	0,2	0,6	D)	-	0,3	(1,300	Qey	-	0,2	0,6	D)	
	0,9	D	-	1,30	Qex	+	0,112	D)	-	0,390	Qey	+	0,034	D)					
17	1,046	D	-	1,30	Qex	-	0,390	Qey											

Ukuran bangunan terbesar:

- L1 = 85,45

- L2 = 20,038

Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative	Cumulative	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	m	m
LANTAI 1	D1	123861,95	123861,95	43,053	11,279	123861,95	123861,95	43,053	11,279	42,533	10,226
LANTAI 2	D2	100739,18	100739,18	42,973	13,254	100739,18	100739,18	42,973	13,254	42,61	11,476
LANTAI 3	D3	96658,017	96658,017	42,882	13,248	96658,017	96658,017	42,882	13,248	42,599	12,114
LANTAI 4	D4	96383,803	96383,803	42,883	13,248	96383,803	96383,803	42,883	13,248	42,611	12,276
ATAP	D5	89432,292	89432,292	42,932	13,164	89432,292	89432,292	42,932	13,164	42,622	12,334

Tabel 3.33 Pusat Massa Bangunan dari ETABS

Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 5.4.3 yang menyatakan bahwa : Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana (ed). Apabila ukuran horizontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b. maka eksentrisitas rencana (ed) harus ditentukan sebagai berikut :

a) Untuk  $ed < 0.3b$ , maka  $ed = 1.5 e + 0.05 b$

$$\text{atau } ed = e - 0,05 b$$

b) Untuk  $ed > 0.3b$ , maka  $ed = 1.33 e + 0.1 b$

$$\text{atau } ed = 1.17 e - 0,1 b$$

Apabila arah beban gempa searah sumbu X, maka  $b = 85,5 \text{ m}$

Apabila arah beban gempa searah sumbu Y, maka  $b = 20,0 \text{ m}$

•  $0.3 b$  (untuk beban gempa arah  $x$ )  $= 0.3 \times 85,45$

$$= 25,64 \text{ m}$$

•  $0.3 b$  (untuk beban gempa arah  $x$ )  $= 0.3 \times 20,038$

$$= 6,0 \text{ m}$$

Menghitung eksentrisitas rencana (ed) :

$$\begin{aligned} \text{Lantai 1, arah } x \quad ed &= \text{Pusat massa} - \text{Pusat Rotasi} \\ &= 43,053 - 42,533 \\ &= 0,5200 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{arah } y \quad ed &= \text{Pusat massa} - \text{Pusat Rotasi} \\ &= 11,279 - 10,226 \\ &= 1,0530 \end{aligned}$$

Selanjutnya untuk lantai 2 dan seterusnya ditampilkan seperti pada tabel berikut :

Lantai	Pusat Massa		Pusat Kekakuan		Eksentrisitas (e)	
	X	Y	X	Y	X	Y
LANTAI 1	43,053	11,279	42,533	10,226	0,52	1,053
LANTAI 2	42,973	13,254	42,61	11,476	0,363	1,778
LANTAI 3	42,882	13,248	42,599	12,114	0,283	1,134
LANTAI 4	42,883	13,248	42,611	12,276	0,272	0,972
ATAP	42,932	13,164	42,622	12,334	0,31	0,83

Tabel 3.34 Eksentrisitas Bangunan

Karena nilai  $Ed < 0.3 b$  maka digunakan rumus eksentrisitas a)

Lantai	$ed = 1,5e + 0,05b$		$ed = e - 0,05b$	
	X	Y	X	Y
LANTAI 1	5,0525	2,5814	-3,7525	0,0511
LANTAI 2	4,817	3,6689	-3,9095	0,7761
LANTAI 3	4,697	2,7029	-3,9895	0,1321
LANTAI 4	4,6805	2,4599	-4,0005	-0,0299
ATAP	4,7375	2,2469	-3,9625	-0,1719

Tabel 3.35 Nilai Ed Bangunan



Koordinat pusat massa yang baru dihitung sebagai berikut :

$$Xm' = XCR + ed$$

$$Ym' = YCR + ed$$

Lantai	Pusat Kekakuan		ed = 1,5e + 0,05b		Koordinat	
					Pusat Massa	
	X	Y	X	Y	Xm'	Ym'
LANTAI 1	42,533	10,226	5,0525	2,5814	47,5855	12,8074
LANTAI 2	42,61	11,476	4,817	3,6689	47,427	15,1449
LANTAI 3	42,599	12,114	4,697	2,7029	47,296	14,8169
LANTAI 4	42,611	12,276	4,6805	2,4599	47,2915	14,7359
ATAP	42,622	12,334	4,7375	2,2469	47,3595	14,5809

Lantai	Pusat Kekakuan		ed = e - 0,05b		Koordinat	
					Pusat Massa	
	X	Y	X	Y	Xm'	Ym'
LANTAI 1	42,533	10,226	-3,7525	0,0511	38,7805	10,2771
LANTAI 2	42,61	11,476	-3,9095	0,7761	38,7005	12,2521
LANTAI 3	42,599	12,114	-3,9895	0,1321	38,6095	12,2461
LANTAI 4	42,611	12,276	-4,0005	-0,0299	38,6105	12,2461
ATAP	42,622	12,334	-3,9625	-0,1719	38,6595	12,1621

Tabel 3.36 Koordinat Pusat Massa Bangunan

## BAB IV

### PERHITUNGAN PONDASI

#### 4.1 Hasil Analisa Program Bantu ETABS

Dari hasil analisa program ETABS didapatkan hasil berikut ini:

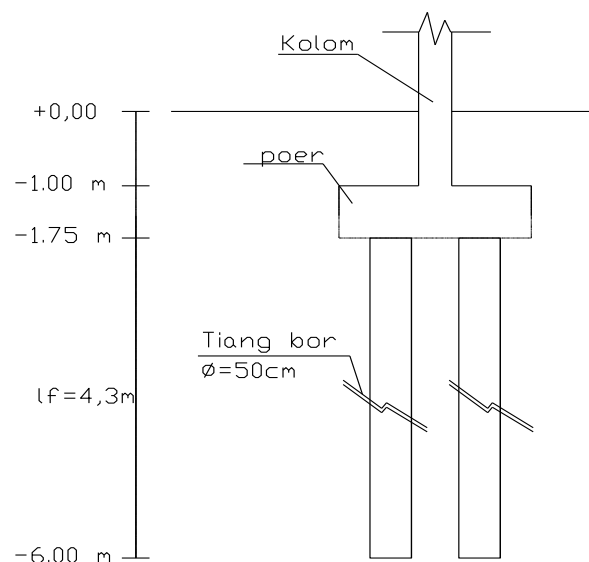
Tabel 4.1 Beban-beban yang Bekerja pada Kolom

Tipe	Klasifikasi Beban	Fx	Fz	Momen X	Momen Y
		(kg)	(kg)	(kg m)	(kg m)
1	Berat	-4799,97	306366,98	3156,754	-10,302
2	Sedang	2273,740	153220,79	-2158,873	-5,163
3	Ringan	-2830,96	102068,41	3883,539	-10,819

#### 4.2 Perencanaan Pondasi

##### 4.2.1 Pondasi Tipe 1

##### 4.2.1.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 1



Gambar 4.1 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 1

Berikut adalah data pondasi yang direncanakan:

- Gaya Vertikal ( $F_z$ ) : 306367 Kg = 306,367 ton
- Momen arah X ( $M_x$ ) : 3157 Kg = 3,16 ton
- Momen arah Y ( $M_y$ ) : -10,30 Kg = -0,010 ton
- Diameter tiang (D) : 50 cm = 0,50 m
- Kedalaman tiang (H) : 6,0 m
- Tebal pilecap ( $H_p$ ) : 0,75 m
- Panjang tiang bor ( $L_f$ ) : 4,3 m
- Luas penampang ( $A_p$ ) :  $\frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 0,50^2$   
= 0,20 m<sup>2</sup>
- Keliling tiang bor (P) :  $\pi D = \pi \times 0,50$   
= 1,57 m
- Luas selimut ( $A_s$ ) :  $P \cdot H = 1,57 \text{ m} \times 6,0 \text{ m}$   
= 9,43 m<sup>2</sup>
- Berat sendiri ( $W_p$ ) :  $A_p \cdot L_f \cdot B_j = 0,2 \times 4,3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$   
= 2003,6 Kg  
= 2,004 ton

#### 4.2.1.1.1 Perhitungan Daya Dukung Aksial

Berdasarkan dengan rumus daya dukung tiang bor yaitu:

$$Q_u = 40 \times N_b \times A_p + 0,1 \times N \times A_s - W_p$$

maka dilakukan perhitungan berikut:

- Menghitung nilai  $N_b$

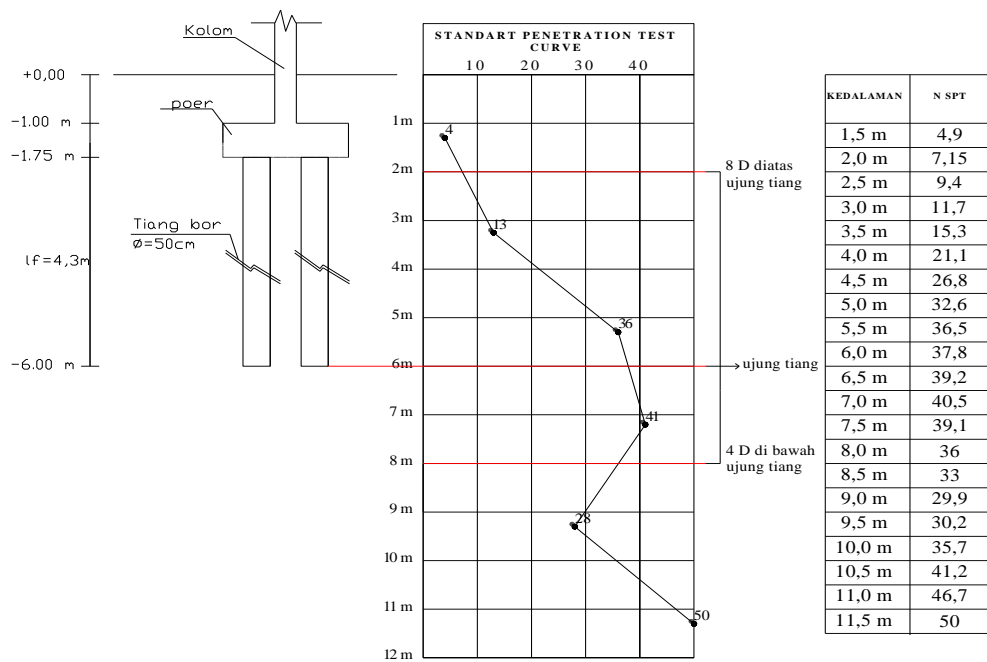
Nilai  $N_{SPT}$  pada tanah sekitar ujung tiang ( $N_b$ ) dihitung rata-rata antara

8D diatas dasar tiang hingga 4D di bawah dasar tiang, yaitu :

$$\begin{aligned}
 - 8 D \text{ diatas ujung tiang} &= 6,0 \text{ m} - 8 D \\
 &= 6,0 \text{ m} - (8 \times 0,50 \text{ m}) \\
 &= 2,0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - 4 D \text{ dibawah ujung tiang} &= 6,0 \text{ m} + 4 D \\
 &= 6,0 \text{ m} + (4 \times 0,50 \text{ m}) \\
 &= 8,0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka dapat digambarkan:



Gambar 4.2 Rencana Pondasi Tipe 1 dan Grafik N-SPT

Berikut ini adalah tabel NSPT pada kedalaman 2 m sampai 8 m :

Kedalaman (m)	N <sub>SPT</sub>
2	7,2
2,5	9,4
3	11,7
3,5	15,3
4	21,1
4,5	26,8
5	32,6
5,5	36,5
6	37,8
6,5	39,2
7	40,5
7,5	39,1
8	36,0
<b>Σ N<sub>SPT</sub></b>	<b>353</b>

Tabel 4.2 Nilai NSPT pada Kedalaman 2 m sampai 8 m Pondasi Tipe 1

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{\Sigma N_{SPT} \text{ rata-rata}}{13} \\
 &= \frac{353}{13} \\
 &= 27,16 \approx 27
 \end{aligned}$$

- Menghitung nilai  $N$

Sementara nilai  $N$  didapat dari nilai rata-rata uji SPT di sepanjang tiang dapat dilihat pada kedalaman 1.5 m sampai 6 m yaitu sebagai berikut :

Kedalaman (m)	$N_{SPT}$
1,5	4,9
2	7,2
2,5	9,4
3	11,7
3,5	15,3
4	21,1
4,5	26,8
5	32,6
5,5	36,5
6	37,8
$\Sigma N_{SPT}$	<b>203</b>

Tabel 4.3 Nilai  $N_{SPT}$  di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe 1

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\Sigma N_{SPT} \text{ rata-rata}}{10} \\
 &= \frac{203}{10} \\
 &= 20,32 \approx 20
 \end{aligned}$$

Maka dari itu maka nilai daya dukung tiang bor adalah:

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 40 \times N_b \times A_p + 0,1 \times N \times A_s - w_p \\
 &= 40 \times 27 \times 0,196 + 0,1 \times 20 \times 9,43 - 2,004 \text{ ton} \\
 &= 213,406 + 19,156 - 2,004 \\
 &= 230,559 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) terlebih dulu akan ditentukan Faktor Keamanan sesuai tabel berikut:

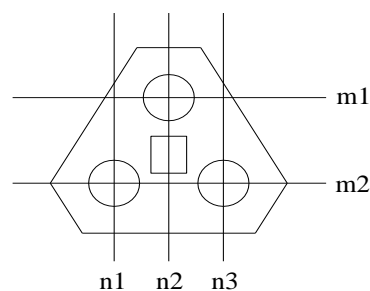
Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Tabel 4.4 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 1

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} = \frac{230,559 \text{ ton}}{2,5} = 115,279 \text{ ton}$$

Sehingga dapat dicari jumlah tiang bor ( $n$ ) yaitu:

$$n = \frac{P}{Q_a} = \frac{306,367 \text{ ton}}{115,279 \text{ ton}} = 2,66 \text{ tiang} \approx 3 \text{ tiang, dicoba 3 tiang}$$



Gambar 4.3 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (3 tiang)

dimana :  $m$  (jumlah baris tiang) : 2 tiang

$n$  (jumlah kolom tiang) : 3 tiang

Jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2} \\
 &= \frac{1,57 \times 0,5 \times 2 \times 3 - 2 \times 0,5}{2 + 3 - 2} \\
 &= \frac{3,71}{3} = 1,24 \text{ m} < 3 D = 1,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Karena  $S < 3 D$ , maka diperlukan perhitungan efisiensi grup tiang ( $E_g$ ) :

- Berdasarkan Formula Sederhana

$$\begin{aligned}
 E_g &= \frac{2 (m + n - 2) s + 4 D}{P \times m \times n} \\
 &= \frac{2 \times (2 + 3 - 2) \times 1,24 + 4 \times 0,5}{1,571 \times 2 \times 3} \\
 &= 0,9991 < 1 \dots\dots\dots \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Converse-Labarre

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \left[ \frac{(n - 1) m + (m - 1) n}{90 m n} \right] \Theta \\
 &= 1 - \left[ \frac{(3 - 1) \times 2 + (2 - 1) \times 3}{90 \times 2 \times 3} \right] \\
 &\quad \times \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= 1 - \left[ \frac{7}{540} \right] \times \tan^{-1} \frac{0,5}{1,24} \\
 &= 1 - 0,00497 \\
 &= 0,995027 < 1 \dots\dots\dots \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$



- Berdasarkan Formula Seiler - Keeney

$$\begin{aligned}
 E_g &= \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m + n - 2)}{(75s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0,3}{m + n} \\
 &= \left[ 1 - \frac{36 \times 1,24 \times (2 + 3 - 2)}{(75 \times 1,53 - 7) \cdot (2 + 3 - 1)} \right] \\
 &\quad + \frac{0,3}{2 + 3} \\
 &= 0,69 + 0,06 \\
 &= 0,75 < 1 \quad \text{..... (OK)}
 \end{aligned}$$

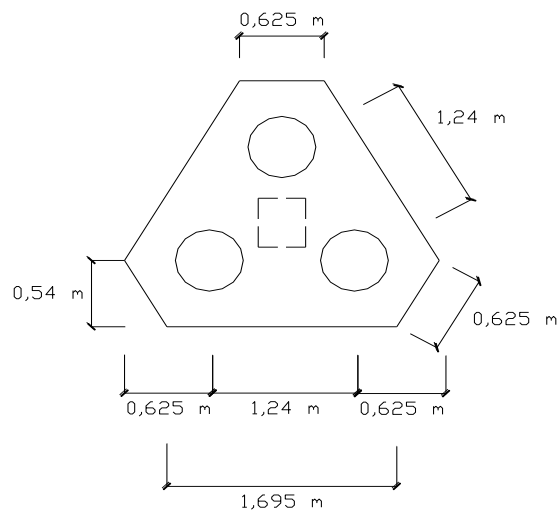
Dari hasil perhitungan diatas diambil nilai efisiensi terkecil yaitu: 0,75

Sementara untuk jarak tiang ke tepi *pilecap* ditentukan sebagai berikut:

$$s \geq 1,25 D$$

$$s \geq 0,625 m$$

maka diambil nilai 0,625 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.



Gambar 4.4 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 1 (3 tiang)

Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang bor adalah :

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 0,75 \times 3 \text{ tiang} \times 115,28 \text{ ton} \\
 &= 259,37 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Syarat : Nilai  $Q_{pg} > \Sigma V$ , maka nilai  $\Sigma V$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 &= (L \text{ alas1} + L \text{ alas2}) \times B_j \text{ beton} \\
 &= (1,130 + 2,28) \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 3,415 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 8195,53 \text{ Kg} = 8,1955 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

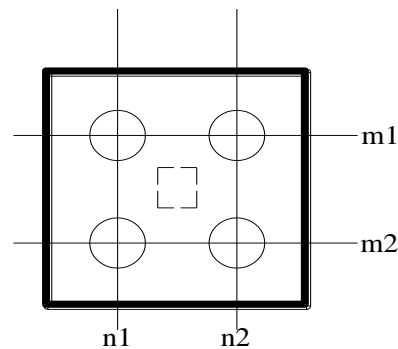
- Menghitung berat pondasi

$$\begin{aligned}
 &= \text{berat 1 pondasi} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 2,004 \text{ ton} \times 3 \\
 &= 6,0107 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$\Sigma V = V + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi}$

$$\begin{aligned}
 &= 306 \text{ ton} + 8,1955 \text{ ton} + 6,0107 \text{ ton} \\
 &= 320,573 \text{ ton} > Q_{pg} = 259,37 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{(NO)}
 \end{aligned}$$

Oleh karena itu, karena pemakaian 3 tiang tidak aman, maka akan dicoba 4 tiang.



Gambar 4.5 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (4 tiang)

dimana : m (jumlah baris tiang) : 2 tiang

n (jumlah kolom tiang) : 2 tiang

Jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2} \\
 &= \frac{1,57 \times 0,5 \times 2 \times 2 - 2 \times 0,5}{2 + 2 - 2} \\
 &= \frac{2,14}{2} = 1,070 \text{ m} < 3 D = 1,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Karena  $S < 3 D$ , maka diperlukan perhitungan efisiensi grup tiang ( $E_g$ ) :

- Berdasarkan Formula Sederhana

$$\begin{aligned}
 E_g &= \frac{2 (m + n - 2) s + 4 D}{p \times m \times n} \\
 &= \frac{2 \times (2 + 2 - 2) \times 1,07 + 4 \times 0,5}{1,57 \text{ m} \times 2 \times 2} \\
 &= 0,9991 < 1 \quad \text{..... (OK)}
 \end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Converse-Labarre

$$E_g = 1 - \left[ \frac{(n - 1) m + (m - 1) n}{90 m n} \right] \Theta$$

$$\begin{aligned}
&= 1 - \left[ \frac{(2 - 1) \times 2 + (2 - 1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right] \\
&\quad \times \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
&= 1 - \left[ \frac{4}{360} \right] \times \tan^{-1} \frac{0,5}{1,07} \\
&= 1 - 0,00484 \\
&= 0,995155 < 1 \quad \text{..... (OK)}
\end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Seiler - Keeney

$$\begin{aligned}
E_g &= \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m + n - 2)}{(75s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0,3}{m + n} \\
&= \left[ 1 - \frac{36 \times 1,07 \times (2 + 2 - 2)}{(75 \times 1,14 - 7) \cdot (2 + 2 - 1)} \right] \\
&\quad + \frac{0,3}{2 + 2} \\
&= 0,674 + 0,075 \\
&= 0,749 < 1 \quad \text{..... (OK)}
\end{aligned}$$

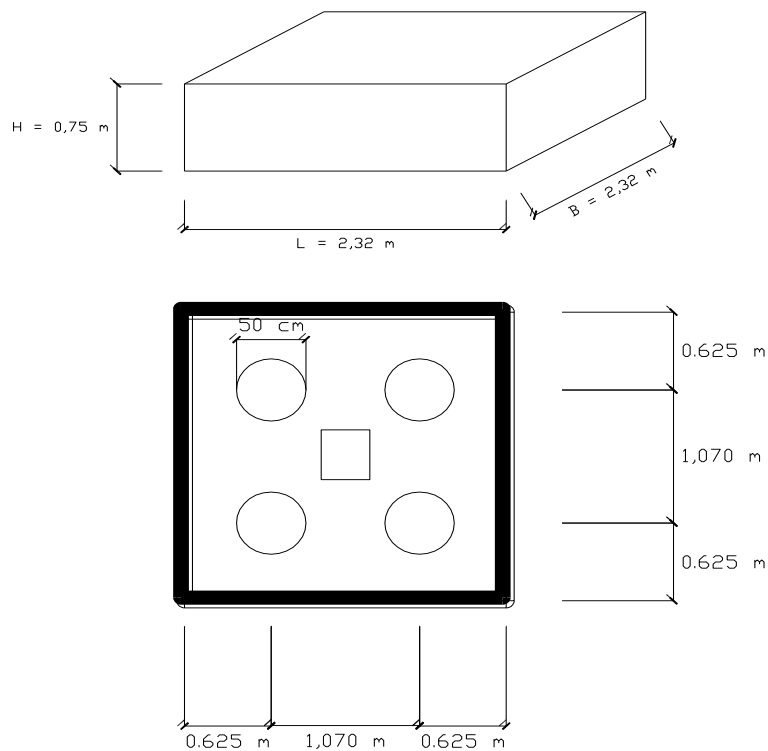
Dari hasil perhitungan diatas diambil nilai efisiensi terkecil yaitu: 0,75

Sementara untuk jarak tiang ke tepi *pilecap* ditentukan sebagai berikut:

$$s \geq 1,25 D$$

$$s \geq 0,625 m$$

maka diambil nilai 0,625 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.



Gambar 4.6 Rencana Dimensi Pilecap Tipe 1 (4 tiang)

Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang bor adalah :

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 0,75 \times 4 \text{ tiang} \times 115,28 \text{ ton} \\
 &= 345,83 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Syarat : Nilai  $Q_{pg} > \Sigma V$ , maka nilai  $\Sigma V$  akan dihitung sebagai berikut:

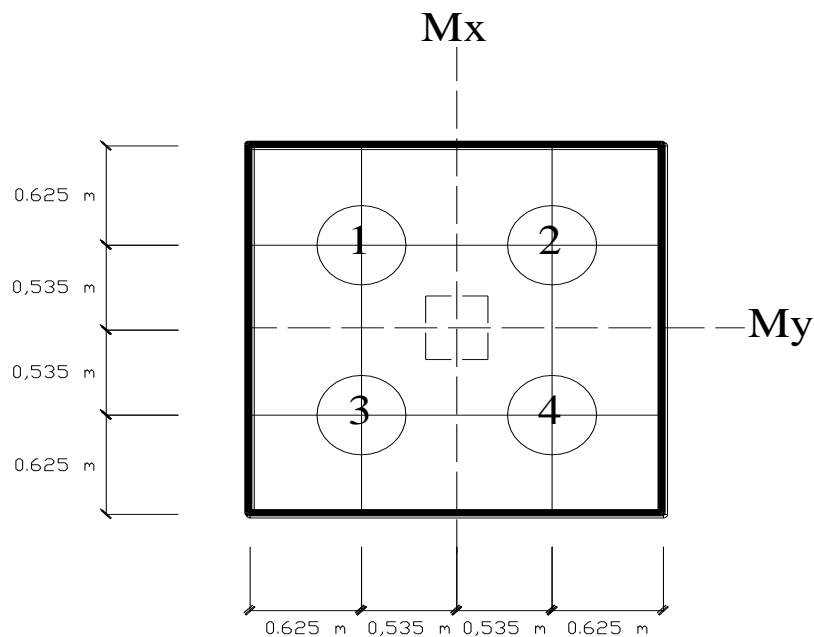
- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 &= p \times l \times t \times b_j \text{ beton} \\
 &= (0,625 + 1,07 + 0,625)^2 \times 0,8 \text{ m} \times B_j \text{ Beton} \\
 &= 5,3824 \times 0,75 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 9688,32 \text{ Kg} = 9,6883 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi
  - = berat 1 pondasi x jumlah tiang
  - = 2,004 ton      x    4 tiang
  - = 8,0143 ton

$$\begin{aligned}\Sigma V &= V + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi} \\ &= 306 \text{ ton} + 9,6883 \text{ ton} + 8,0143 \text{ ton} \\ &= 324,070 \text{ ton} < Q_{pg} = 345,83 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{OK})\end{aligned}$$

Beban maksimum yang dapat diterima oleh pondasi tiang bor akan dihitung sebagai berikut:



Gambar 4.7 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 1

$$\text{Untuk } x_1 = 0,535 \quad ; y_1 = -0,535$$

$$- P_1 = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{324,07}{4 \text{ tiang}} + \frac{-0,0103 \times 0,535}{2 \times 0,286} + \frac{3,157 \times -0,535}{2 \times 0,286} \\
&= 81,0174 + (-0,0096) + (-2,9502) \\
&= 78,058 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\text{Untuk } x_2 = -0,535 \quad ; y_2 = -0,535$$

$$\begin{aligned}
-P_2 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\
&= \frac{324,07}{4 \text{ tiang}} + \frac{-0,0103 \times -0,535}{2 \times 0,286} + \frac{3,157 \times -0,535}{2 \times 0,286} \\
&= 81,0174 + (0,00963) + (-2,950) \\
&= 78,077 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\text{Untuk } x_3 = 0,535 \quad ; y_3 = 0,535$$

$$\begin{aligned}
-P_3 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\
&= \frac{324,07}{4 \text{ tiang}} + \frac{-0,0103 \times 0,535}{2 \times 0,286} + \frac{3,157 \times 0,535}{2 \times 0,286} \\
&= 81,0174 + (-0,0096) + (2,95024) \\
&= 83,958 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\text{Untuk } x_4 = -0,535 \quad ; y_4 = 0,535$$

$$\begin{aligned}
-P_4 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\
&= \frac{324,07}{4 \text{ tiang}} + \frac{-0,0103 \times -0,535}{2 \times 0,286} + \frac{3,157 \times 0,535}{2 \times 0,286} \\
&= 81,0174 + (0,00963) + (2,95024) \\
&= 83,977 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapat:

$$P_{\max} = 83,977 \text{ ton} < Q_a = 115,279 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang bor tipe 1 dengan diameter 0,5 m dengan kedalaman 6 m berjumlah 4 tiang aman digunakan.

#### 4.2.1.1.2 Perhitungan Daya Dukung Lateral

- Penentuan Kriteria Tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{41,5} \\ &= 30277,63 \text{ N/mm}^2 \\ &= 302776,32 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 \\ &= \frac{1}{64} \times \pi \times 50^4 \\ &= 196640,00 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nilai rata-rata N SPT dari data SPT di sepanjang tiang adalah : 20,32

Sehingga, bila dilihat dalam tabel berikut:

Kepadatan	Dr	N <sub>SPT</sub>
Sangat lepas	< 0.15	< 4
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50

Tabel 4.5 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan N<sub>SPT</sub> Pondasi Tipe 1

Nilai 20,32 termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 0,35 - 0,65.



Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$N_1 = 10,00 \text{ untuk } Dr_1 = 0,35$$

$$N_2 = 30,00 \text{ untuk } Dr_2 = 0,65$$

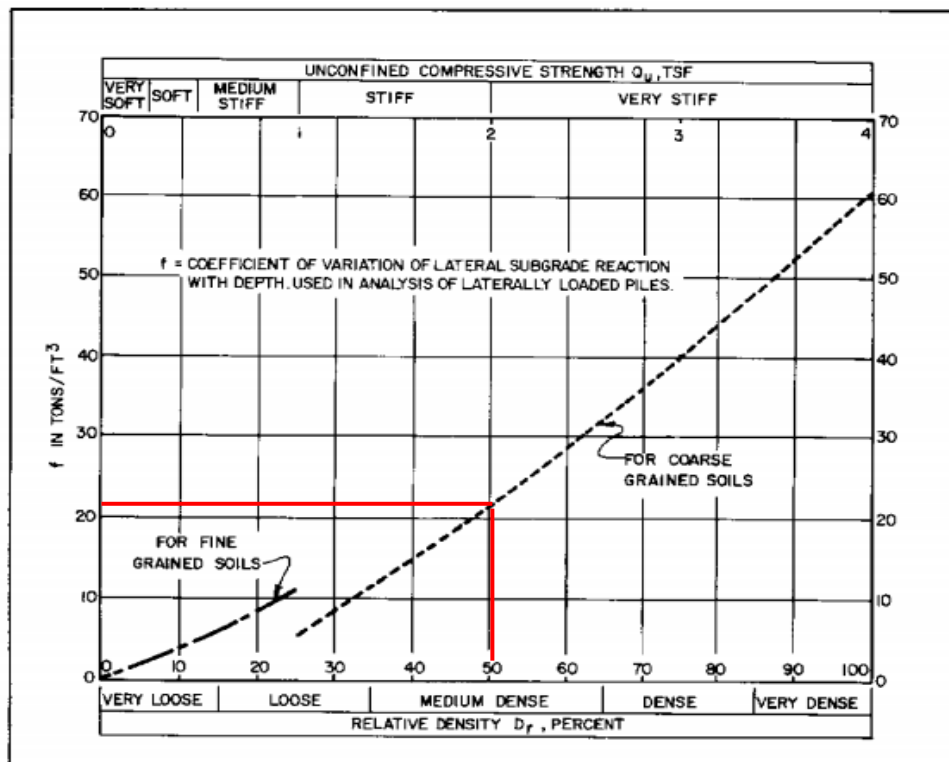
diinterpolasi sebagai berikut :

$$Dr = Dr_1 + \frac{\left[ \begin{array}{c} N \\ N_2 - N_1 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{c} N_2 - N_1 \end{array} \right]} \times \left[ Dr_2 - Dr_1 \right]$$

$$Dr = 0,35 + \frac{\left[ \begin{array}{c} 20,32 - 10,000 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{c} 30,000 - 10,000 \end{array} \right]} \times \left[ 0,65 - 0,35 \right]$$

$$= 0,504752632 = 50,48 \%$$

Sementara untuk nilai  $Dr = 50,48 \%$  akan dimasukkan dalam tabel berikut :



Grafik 4.1 Hubungan  $\eta_h$  dengan Kepadatan Relatif ( $Dr$ ) Tanah Pasir Pondasi Tipe 1

Menurut grafik diatas didapat nilai  $\eta_h = 23 \text{ ton/ft}^3 = 0,812 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{\eta_h}} \\
 &= \sqrt[5]{\frac{302776,3 \times 196640,00}{0,812}} \\
 &= 148,94 \text{ cm} = 1,49 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat:  $L \geq 4 T$

$$6 \geq 5,958$$

Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang panjang (Elastis).

Untuk mencari nilai beban lateral, ada beberapa parameter yang harus dicari menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

- Nilai  $\gamma$  (Berat Jenis)

Nilai kepadatan relatif ( $D_r$ ) yaitu 50,48 % diinputkan dalam tabel:

Compactness	Relative Density (%)	SPT N (blows per ft)	Angle of Internal Friction (deg)	Unit Weight	
				Moist (pcf)	Submerged (pcf)
Very Loose	0-15	0-4	<28	<100	<60
Loose	16-35	5-10	28-30	95-125	55-85
Medium	36-65	11-30	31-38	110-130	60-70
Dense	66-85	31-50	37-41	110-140	65-85
Very Dense	86-100	>51	>41	>130	>75

Tabel 4.6 Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis Pondasi Tipe 1

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$Dr_1 = 36,00 \text{ untuk } \gamma_1 = 110$$

$$Dr_2 = 65,00 \text{ untuk } \gamma_2 = 130$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \gamma &= \gamma_1 + \left[ \frac{Dr - Dr_1}{Dr_2 - Dr_1} \right] \times [\gamma_2 - \gamma_1] \\ \gamma &= 110 + \left[ \frac{50,48 - 36,000}{65,000 - 36,000} \right] \times [130 - 110] \\ &= 119,98 \text{ Pcf} = 1,92 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

- Nilai  $\phi$  (Sudut Geser)

Nilai kepadatan relatif (Dr) yaitu 0,5048 diinputkan dalam tabel:

Kepadatan	Dr	N <sub>SPT</sub>	qc	$\phi$
Sangat lepas	< 0.15	< 4	< 20	< 30
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10	20 - 40	30 - 45
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50	> 200	> 45

Tabel 4.7 Korelasi Nilai SPT dengan Kepadatan Relatif, qc, dan Sudut Geser Pondasi Tipe 1

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$Dr_1 = 0,35 \text{ untuk } \phi_1 = 35$$

$$Dr_2 = 0,65 \text{ untuk } \phi_2 = 40$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_1 + \left[ \frac{Dr - Dr_1}{Dr_2 - Dr_1} \right] \times [\phi_2 - \phi_1] \\ \phi &= 35 + \left[ \frac{0,50 - 0,350}{0,650 - 0,350} \right] \times [40 - 35] \\ &= 37,58^\circ \end{aligned}$$

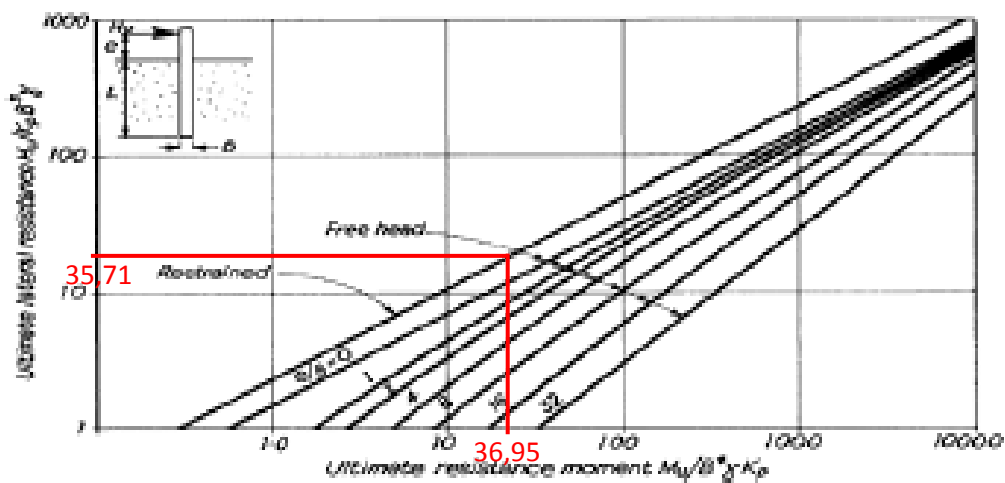
- Nilai  $K_p$

$$\begin{aligned}
 K_p &= \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \\
 &= \tan^2 (45^\circ + \frac{37,58^\circ}{2}) \\
 &= 2,031
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai diatas akan didapatkan nilai berikut:

$$\begin{aligned}
 \frac{M_u}{B^4 \cdot \gamma \cdot K_p} &= \frac{1/8 \times q \times L^2}{0,5^4 \times 1,92 \times 2,031} \\
 &= \frac{1/8 \times 2,004 \times 6^2}{0,5^4 \times 1,92 \times 2,031} \\
 &= 36,95 \text{ ton m}
 \end{aligned}$$

Jika nilai  $M_u$  dimasukkan dalam grafik:



Grafik 4.2 Hubungan antara  $M_u/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$  dan  $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$  Pondasi Tipe 1

Maka akan mendapatkan nilai  $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$  yaitu : 35,71

Sehingga didapat:

$$\begin{aligned} X_o &= 0,82 \times \left( \frac{H_u}{\gamma \cdot B \cdot K_p} \right)^{0.5} \\ &= 0,82 \times \left( 35,71 \right)^{0.5} \\ &= 4,90014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{2 \times M_u}{e + 0,67 \cdot X_o} \\ &= \frac{2 \times 9,02}{0 + 0,67 \times 4,90014} \\ &= 5,4924 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung lateral yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned} H_{u_a} &= \frac{H_u}{2,5} \\ &= \frac{5,492420244}{2,5} \\ &= 2,197 \text{ ton} \end{aligned}$$

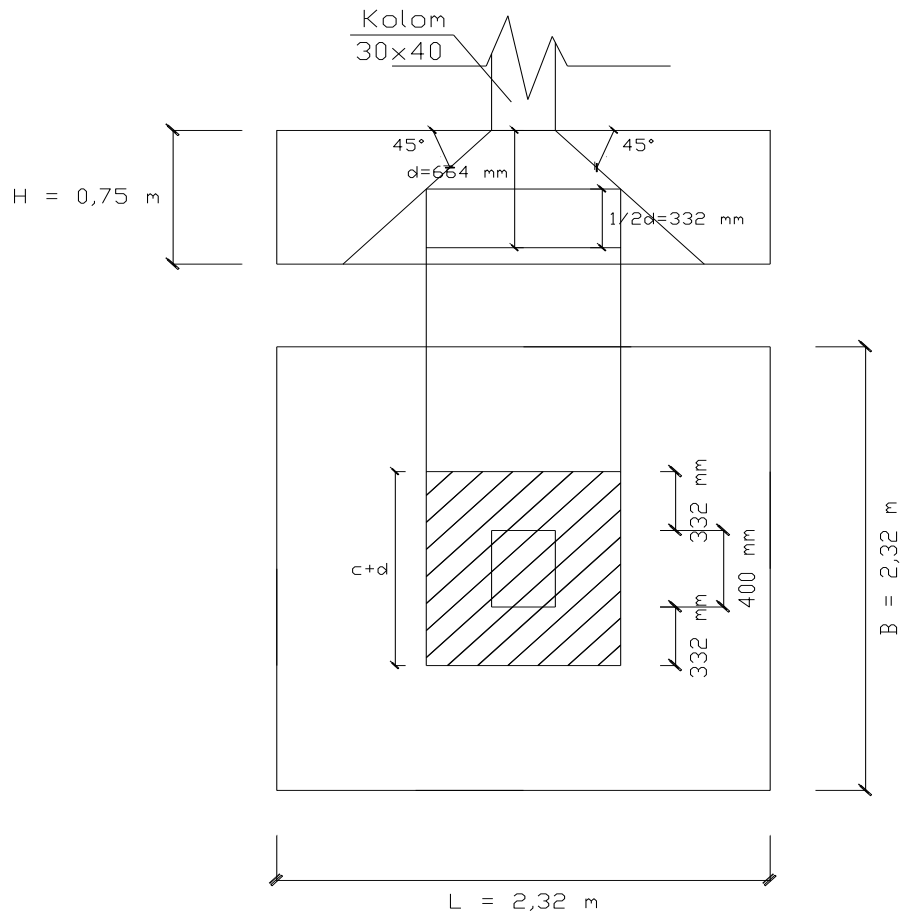
Nilai Fx dari ETABS adalah : 4799,970 kg = 4,800 ton

Nilai Fx akan dibagi sejumlah tiang yang sudah dihitung sebelumnya  
yaitu 4 tiang

$$\frac{F_x}{4 \text{ tiang}} = \frac{4,800 \text{ ton}}{4 \text{ tiang}} = 1,20 \text{ ton} < 2,197 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

• Perhitungan Kontrol Geser Pons Pondasi Tipe 1

1. Geser Pons akibat kolom



Gambar 4.8 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 1

- Tinggi efektif ( $d$ )

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\
 &= 750 - 75 - 11 \\
 &= 664 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}
 b_o &= 2(c + d) + 2(b + d) \\
 &= 2 \times (400 + 664) + 2 \times (300 + 664)
 \end{aligned}$$

$$= 4056 \text{ mm}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{40}{30} = 1,33$$

- $\alpha_s = 40$  (karena termasuk kolom bagian dalam)
- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1,33} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4056 \times 664 \\ &\quad \times 10^{-3} \\ &= 8676 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 8676 \text{ kN} \\ &= 5205,49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$2. \quad V_c = \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d$$

$$= \frac{1}{12} \times \left( \frac{40 \times 664}{4056} + \sqrt{41,5} \right) \times 4056 \times 664 \times 10^{-3}$$

$$= 10784 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c$$

$$= 0,6 \times 10784 \text{ kN}$$

$$= 6470,15 \text{ kN}$$

$$3. \quad V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d$$

$$= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4056 \times 664 \times 10^{-3}$$

$$= 5783 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c$$

$$= 0,6 \times 5783 \text{ kN}$$

$$= 3469,92 \text{ kN}$$

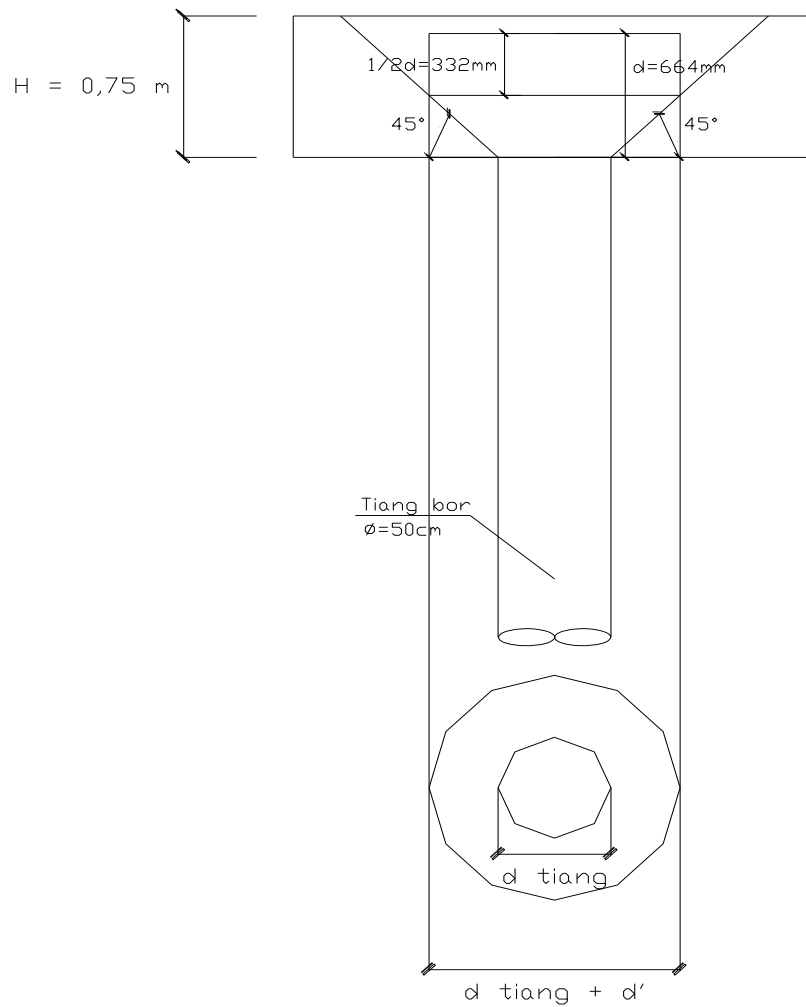
diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu: 3469,92 kN

Maka  $V = 306367 \text{ Kg} = 3063,67 \text{ kN} < 3469,92 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

Karena  $V < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.



## 2. Geser Pons akibat tiang pondasi



Gambar 4.9 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 1

### - Tinggi efektif (d)

$d = \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar}$

$$= 750 - 75 - 11$$

$$= 664 \text{ mm}$$

- Bidang kritis geser pons

$$b_o = 4 (c + d)$$

$$= 4 \times (500 + 664)$$

$$= 4656 \text{ mm}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{50}{50} = 1,00$$

-  $\alpha_s = 40$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1,00} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4656 \times 664 \\ &\quad \times 10^{-3} \\ &= 13278 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 13278 \text{ kN} \\ &= 7967,05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{41,5} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{40 \times 664}{4656} + \sqrt{41,5} \right) \times 4656 \\ &\quad \times 664 \times 10^{-3} \\ &= 12161 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 12161 \text{ kN} \\ &= 7296,83 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4656 \times 664 \times 10^{-3} \\ &= 6639 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 6639 \text{ kN} \\ &= 3983 \text{ kN}\end{aligned}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu: 3983,23 kN

Maka  $P_{\max} = 83977 \text{ Kg} = 839,77 \text{ kN} < 3983,2 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

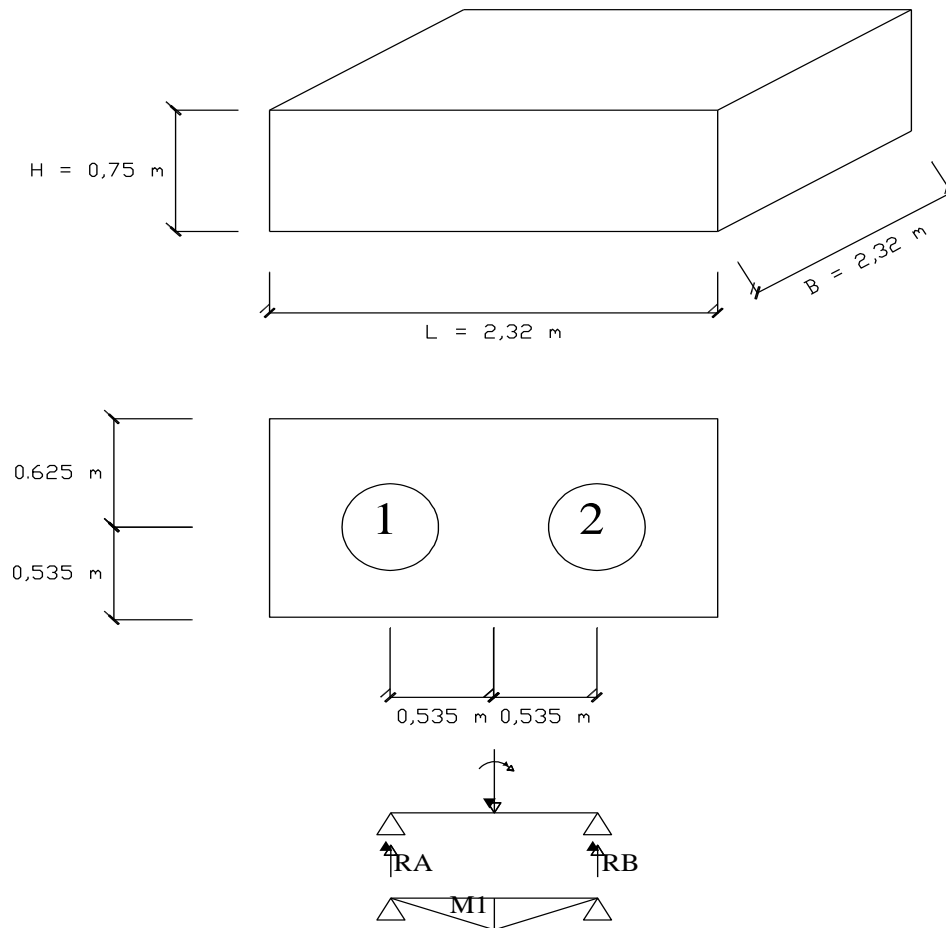
Karena  $P_{\max} < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

#### 4.2.1.2 Perhitungan Penulangan Pondasi Tipe 1

##### 4.2.1.2.1 Perhitungan Penulangan *Pilecap* Pondasi Tipe 1

Untuk penulangan *pilecap* pondasi sebagai berikut:

- Penulangan arah x



Gambar 4.10 Skema Pembebanan Arah X Pilecap Pondasi Tipe 1

$$\begin{aligned} R_A &= P_1 + P_2 \\ &= 78,058 \text{ ton} + 78,077 \text{ ton} \\ &= 156,13 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_B &= P_3 + P_4 \\ &= 83,958 \text{ ton} + 83,977 \text{ ton} \\ &= 167,94 \text{ ton} \end{aligned}$$

diambil nilai terbesar 167,94 ton

$$\begin{aligned}\text{Momen yang bekerja} = M1 &= 167,93527 \times 0,535 \\ &= 89,85 \text{ ton m}\end{aligned}$$

$$M_u = M1 = 89845,368 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{89845 \times 10^4}{0,9} = 998281869 \text{ Nmm}$$

$$b \text{ (per)} = 1,000 \text{ m}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pilecap} = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = D 22$$

$$\text{Tulangan tekan} = D 22$$

$$\text{Direncanakan menggunakan tulangan pokok : } D 22$$

$$\begin{aligned}d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan} \\ &= 750 - 75 - \left(\frac{1}{2} \cdot D 22\right) \\ &= 664 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{998281868,7}{1000 \times 664^2} = 2,264$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c}$$

$$= \frac{390}{0,85 \times 41,5} = 11,056$$

$$\rho_b = 0,85 \left[ \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$= 0,85 \left[ \frac{0,85 \times 41,5}{390} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + 390} \right]$$

$$= 0,047$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,047 = 0,035$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{11,056} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,056 \times 2,264}{390}} \right]$$

$$= 0,0060$$

syarat,  $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max}$

$$0,00359 < 0,0060 < 0,035$$

maka digunakan  $A_s = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{ada}} \times b \times d \\
 &= 0,0060 \times 1000 \times 664 \\
 &= 3987,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\
 &= \frac{3987,33}{379,94} = 10,5 \approx 11
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= 11 \times 379,94 \\
 &= 4179,34 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{n-1} \\
 &= \frac{925}{10} = 102,50 \approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah D 22 - 100 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tekan : D 22

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{tekan}}} &= 50\% \times A_{s_{\text{perlu}}} \\
 &= 50\% \times 3987,328 \\
 &= 1993,664 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{s_{\text{tekan}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\
 &= \frac{1993,66}{379,94} = 5,25 \approx 6
 \end{aligned}$$

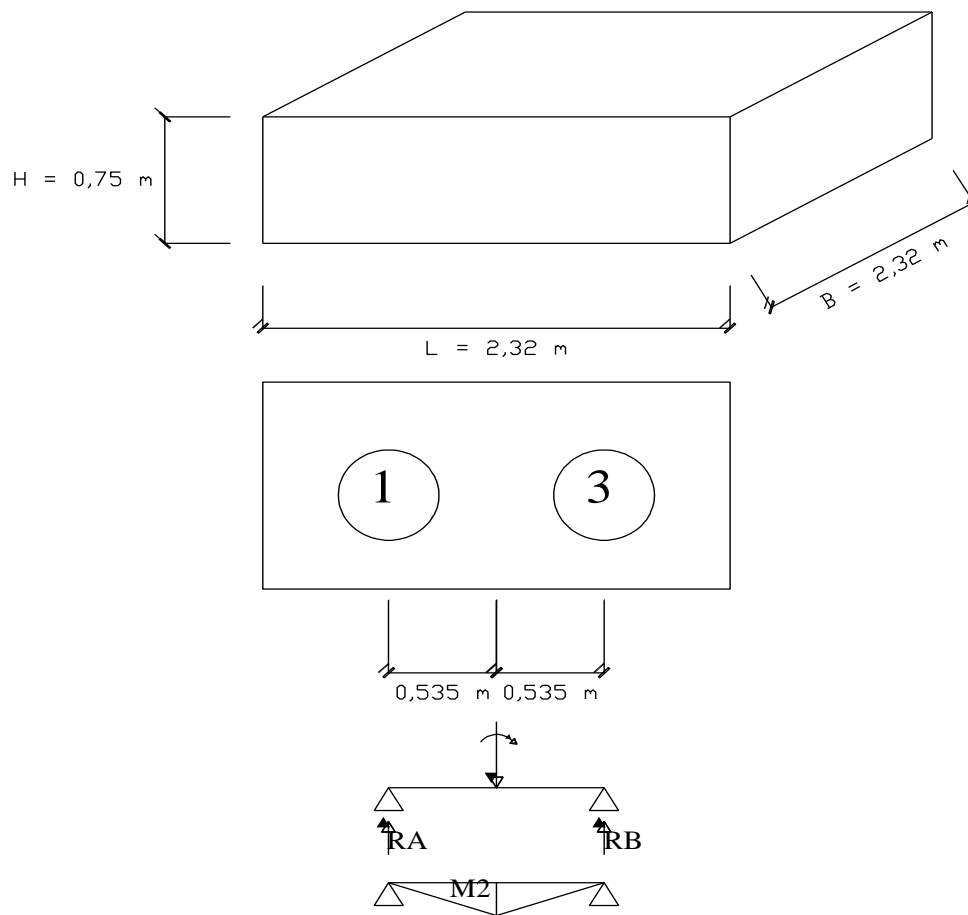
$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= 6 \times 379,94 \\
 &= 2279,640 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{n-1}$$

$$= \frac{925}{5} = 185,00 \approx 100 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok tekan/atas D 22 - 100 mm

- Penulangan arah y



Gambar 4.11 Skema Pembebanan Arah Y Pondasi Tipe 1

$$\begin{aligned} R_A &= P_1 + P_4 \\ &= 78,058 \text{ ton} + 83,977 \text{ ton} \\ &= 162,03 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_B &= P_2 + P_3 \\ &= 78,077 \text{ ton} + 83,958 \text{ ton} \\ &= 162,03 \text{ ton} \end{aligned}$$



diambil nilai terbesar 162,03 ton

$$\begin{aligned}\text{Momen yang bekerja} = M2 &= 162,03479 \times 0,535 \\ &= 86,69 \text{ ton m}\end{aligned}$$

$$M_u = M2 = 86688,614 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{86689 \times 10^4}{0,9} = 963206824 \text{ Nmm}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pilecap} = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = D 22$$

$$\text{Tulangan tekan} = D 22$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok : D 22

$$\begin{aligned}d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan} \\ &= 750 - 75 - \left(\frac{1}{2} \cdot D 22\right) \\ &= 664 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d} \\ &= \frac{963206824,2}{1000 \times 664^2} = 2,185\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{390}{0,85 \times 41,5} = 11,056\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= 0,85 \left[ \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,85 \left[ \frac{0,85 \times 41,5}{390} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + 390} \right]\end{aligned}$$

$$= 0,047$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,047 = 0,035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390} = 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{ada}} &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{11,056} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,056 \times 2,185}{390}} \right] \\ &= 0,0058\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{syarat, } \rho_{\min} &\leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max} \\ 0,00359 &< 0,0058 < 0,035\end{aligned}$$

maka digunakan  $A_s = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{ada}} \times b \times d \\ &= 0,0058 \times 1000 \times 664 \\ &= 3842,44 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{3842,44}{379,94} = 10,1 \approx 11\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 11 \times 379,94 \\ &= 4179,34\end{aligned}$$

$$s = \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{10}$$

$$= \frac{925}{10} = 92,50 \approx 90 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah D 22 - 90 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tekan : D 22

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{tekan}}} &= 50\% \times A_{s_{\text{perlu}}} \\ &= 50\% \times 3842,437 \\ &= 1921,219 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s_{\text{tekan}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{1921,22}{379,94} = 5,06 \approx 6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 6 \times 379,94 \\ &= 2279,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{n-1} \\ &= \frac{925}{5} = 185,00 \approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan pokok tekan/atas D 22 - 100 mm

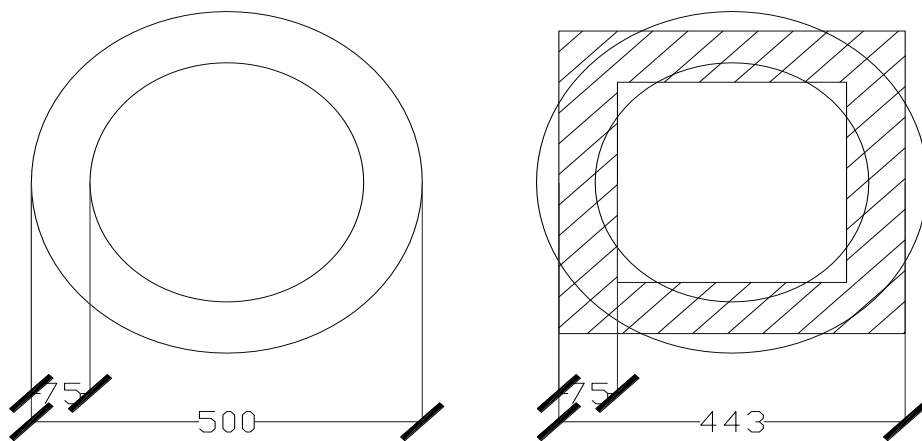
#### 4.2.1.2.2 Perhitungan Penulangan Pokok Pondasi Tipe 1

Diketahui :

- Lebar pondasi luar (bluar) = 500 mm
- Tulangan sengkang ( $\emptyset$ ) = 10 mm
- Tulangan utama dipakai (D) = 16 mm
- Tebal selimut beton = 75 mm
- Kuat tekan beton ( $f'_c$ ) = 41,5 MPa
- Kuat leleh baja ( $f_y$ ) = 390 MPa
- $\beta_1$  = 0,76

- Perhitungan Penampang Persegi Ekuivalen

$$\begin{aligned} \text{D. penampang persegi luar} &= \sqrt{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} \\ &= \sqrt{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 500^2} \\ &= \sqrt{196250 \text{ mm}^2} \\ &= 443,00 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4.12 Penampang Lingkaran dan Persegi Ekuivalen Pondasi

- Perhitungan Penulangan Pondasi

### 1. Tulangan 24 D 16

a. Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom yang berada pada struktur.

$$\begin{aligned}d &= h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan pokok} \\&= 443 - 75 - 10 - \frac{1}{2} 16 \\&= 350 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d' &= 443 - 350,0 \\&= 93 \text{ mm}\end{aligned}$$

b. Perhitungan Luas tulangan yang diperlukan (As Perlu)

$$\begin{aligned}A_g &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 443^2 \\&= 154056 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

c. Jumlah tulangan pada kolom dengan rasio 1% - 6% dicoba dengan rasio tulangan 1 %

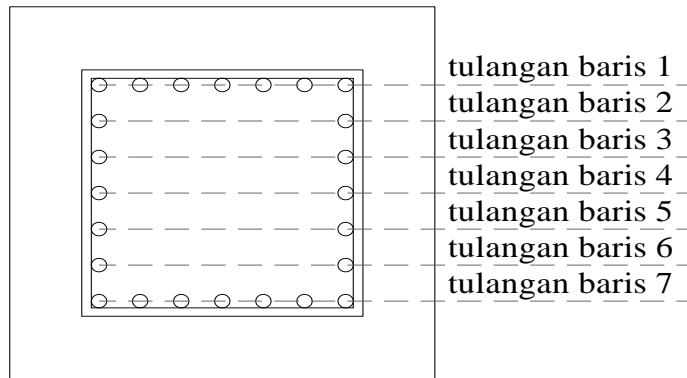
$$\begin{aligned}\rho &= 0,01 \\A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \cdot A_g \\&= 0,01 \cdot 154056 \\&= 1541 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan 24 D 16

**Kontrol,**

$$A_s \text{ ada} = 4823,0 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 1540,6 \text{ mm}^2 \text{ ----- OK}$$

d. Luas tulangan per baris, dihitung sebagai berikut :



Gambar 4.13 Baris Tulangan Pokok Pondasi (24D16)

- Luas tul. baris 1 & 7 = Jumlah tulangan baris 1 x luas satu tulangan

$$= 7 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2$$

$$= 1406,72 \text{ mm}^2$$

- Luas tul. baris 2-6 = Jumlah tulangan baris 2 x luas satu tulangan

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2$$

$$= 401,92 \text{ mm}^2$$

- Jarak antar tulangan ( $x$ )

$$x = \frac{\text{Jarak antar tulangan tepi}}{\text{jumlah interval tulangan}}$$

$$= \frac{443 - (2 \cdot 93)}{24 / 4}$$

$$= 42,83 \text{ mm}$$

- ◆ Perhitungan Beban Sentris

$$P_o = 0,85 \cdot f_c (A_g - A_s \text{ ada}) + f_y \cdot A_s \text{ ada}$$

$$= (0,85 \cdot 41,5 (154056,25 - 4823,04) + 390 \cdot 4823,04) \cdot 10^{-3}$$

$$= 7145,187 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0,85 \cdot P_o \\
 &= 0,85 \cdot 7145,187 \\
 &= 6073,409 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,65 \cdot 6073,409 \\
 &= 3947,716 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

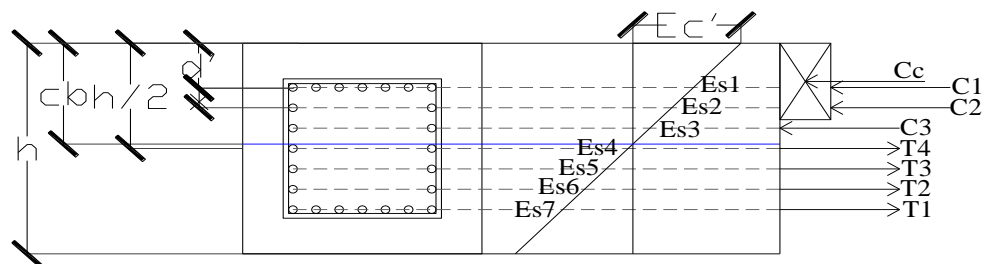
e. Perhitungan Gaya yang bekerja

### 1) Kondisi Seimbang

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 350,0}{600 + 390} = 212,12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a_b &= c_b \cdot \beta \\
 &= 212,12 \cdot 0,76 \\
 &= 160,79 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 160,79 \cdot 443,0 \cdot 10^{-3} \\
 &= 2512,6185 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.14 Kondisi Seimbang Tulangan 24D16 Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c_b - d'}{c_b} \times \epsilon_{c'}$$

$$= \frac{212,12 - 93}{212,122} \times 0,003$$

$$= 0,0017 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_s l \cdot E_s$$

$$C1 = 1406,720 \cdot 337 \cdot 10^{-3} = 473,99 \text{ kN}$$

No	Tul	$\epsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon c' = 0,00168$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00108$
3	C3	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00047$
4	T4	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00013$
5	T3	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00074$
6	T2	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00134$
7	T1	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00195$

Tabel 4.8 Nilai  $\epsilon_s$  Kondisi Seimbang Tulangan 24D16

No	Tul	$f_s/f_y$	Luas	Hasil
1	C1	$f_s = 336,94$	1406,7	473,985
2	C2	$f_s = 215,79$	401,92	86,729
3	C3	$f_s = 94,63$	401,92	38,033
4	T4	$f_s = 26,53$	401,92	10,662
5	T3	$f_s = 147,69$	401,92	59,358
6	T2	$f_s = 268,84$	401,92	108,053
7	T1	$f_y = 390,00$	1406,7	548,621

Tabel 4.9 Nilai  $f_s/f_y$  dan Luas Kondisi Seimbang Tulangan 24D16



$$\begin{aligned}
P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 + T_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
&= 2512,6185 + 473,99 + 86,729 + 38,033 - 10,662 \\
&\quad - 59,36 - 108,05 - 548,6 \\
&= 2384,67 \text{ kN} \\
\phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 2384,672 \\
&= 1550,037 \text{ kN}
\end{aligned}$$

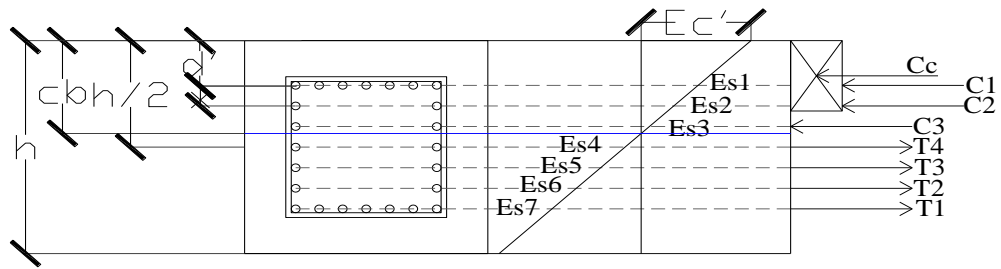
$$\begin{aligned}
M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
&\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\
&\quad (h/2 - (2x + d'))\} \\
&= 506809,9645 \times 10^{-3} = 506,80996 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 506,810 \\
&= 329,426 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{506,80996}{2384,672} = 0,2125 \text{ m} = 212,53 \text{ mm}$$

## 2) Kondisi Seimbang dengan 1,25 f<sub>y</sub>

$$\begin{aligned}
f_y &= 1,25 \times 390 = 487,50 \text{ MPa} \\
c_b &= \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 350,0}{600 + 487,50} = 193,10 \text{ mm} \\
a_b &= c_b \cdot \beta \\
&= 193,10 \cdot 0,76 \\
&= 146,37 \text{ mm} \\
C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \\
&= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 146,37 \cdot 443 \cdot 10^{-3} \\
&= 2287,3493 \text{ kN}
\end{aligned}$$



Gambar 4.15 Kondisi Seimbang 1,25 fy Tulangan 24D16 Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_{c'}$$

$$= \frac{193,10 - 93}{193,104} \times 0,003$$

$$0,0016 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s$$

$$C1 = 1406,720 \cdot 311 \cdot 10^{-3} = 437,54 \text{ kN}$$

No	Tul	$\epsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon_{c'} = 0,00156$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_{c'} = 0,00089$
3	C3	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_{c'} = 0,00022$
4	T4	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_{c'} = 0,00044$
5	T3	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_{c'} = 0,00111$
6	T2	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_{c'} = 0,00177$
7	T1	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_{c'} = 0,00244$

Tabel 4.10 Nilai  $\epsilon_s$  Kondisi Seimbang 1,25 fy Tulangan 24D16

No	Tul	fs/fy	Luas	Hasil
1	C1	fs = 311,04	1406,7	437,541
2	C2	fs = 177,95	401,92	71,521
3	C3	fs = 44,86	401,92	18,029
4	T4	fs = 88,23	401,92	35,462
5	T3	fs = 221,32	401,92	88,953
6	T2	fs = 354,41	401,92	142,445
7	T1	fy = 390,00	1406,7	548,621

Tabel 4.11 Nilai fs/fy dan Luas Kondisi Seimbang 1,25fy Tulangan 24D16

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 - T_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
 &= 2287,3493 + 437,54 + 71,521 + 18,029 - 35,462 \\
 &\quad - 88,95 - 142,44 - 548,6 \\
 &= 1998,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 1998,960 \\
 &= 1299,3237 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
 &\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\
 &\quad (h/2 - (2x + d'))\} \\
 &= 488880,8209 \times 10^{-3} = 488,88082 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 488,881 \\
 &= 317,773 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

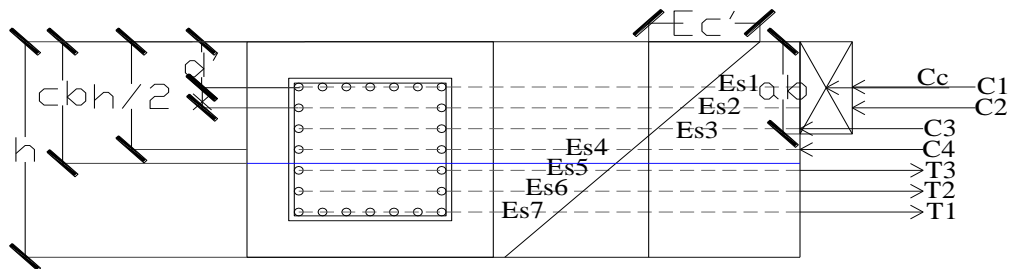
$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{488,88082}{1998,960} = 0,2446 \text{ m} = 244,57 \text{ mm}$$

### 3) Kondisi Patah Desak (c > cb)

Dipakai nilai c = **250** mm

$$\begin{aligned} a &= c \cdot \beta \\ &= 250 \cdot 0,76 \\ &= 189,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 189,5 \cdot 443 \cdot 10^{-3} \\ &= 2961,29 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 4.16 Kondisi Patah Desak Tulangan 24D16 Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{c_b - d'}{c_b} \times \epsilon_{c'} \\ &= \frac{250,00 - 93}{250,000} \times 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,0019 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s$$

$$C_1 = 1406,720 \cdot 377 \cdot 10^{-3} = \mathbf{530,05 \text{ kN}}$$

No	Tul	$\epsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon c' = 0,00188$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00137$
3	C3	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00086$
4	C4	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00034$
5	T3	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00017$
6	T2	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00069$
7	T1	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00120$

Tabel 4.12 Nilai  $\epsilon_s$  Kondisi Patah Desak Tulangan 24D16

No	Tul	fs/fy	Luas	Hasil
1	C1	fs = 376,80	1406,7	530,052
2	C2	fs = 274,00	401,92	110,126
3	C3	fs = 171,20	401,92	68,808
4	C4	fs = 68,40	401,92	27,491
5	T3	fs = 34,40	401,92	13,827
6	T2	fs = 137,20	401,92	55,144
7	T1	fs = 240,00	1406,7	337,617

Tabel 4.13 Nilai fs/fy dan Luas Kondisi Patah Desak Tulangan 24D16

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 + C_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
 &= 2961,2909 + 530,05 + 110,13 + 68,808 + 27,491 \\
 &\quad - 13,83 - 55,14 - 337,6 \\
 &= 3291,18 \text{ kN} \\
 \phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 3291,180 \\
 &= 2139,2672 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

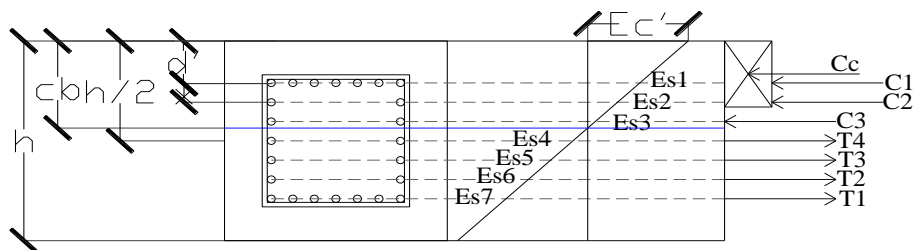
$$\begin{aligned}
M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \times (h/2 - (2x + d'))\} \\
&= 504538,9737 \times 10^{-3} = 504,53897 \text{ kNm} \\
\phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 504,539 \\
&= 327,950 \text{ kNm} \\
e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{504,53897}{3291,180} = 0,1533 \text{ m} = 153,30 \text{ mm}
\end{aligned}$$

#### 4) Kondisi Patah Tarik ( $c < c_b$ )

Dipakai nilai  $c = 150 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
a &= c \cdot \beta \\
&= 150 \cdot 0,76 \\
&= 113,70 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \\
&= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 113,7 \cdot 443 \cdot 10^{-3} \\
&= 1776,77 \text{ kN}
\end{aligned}$$



Gambar 4.17 Kondisi Patah Tarik Tulangan 24D16 Pondasi Tipe I

$$\begin{aligned}
\epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_{s1} &= \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_c' \\ &= \frac{150,00 - 93}{150,000} \times 0,003 \\ &= 0,0011 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s\end{aligned}$$

$$C1 = 1406,720 \cdot 228 \cdot 10^{-3} = \mathbf{320,73 \text{ kN}}$$

No	Tul	$\epsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon_c' = 0,00114$
2	C2	$(cb-(x+d^{'})/cb\epsilon_c' = 0,00028$
3	T5	$(cb-(2x+d^{'})/cb\epsilon_c' = 0,00057$
4	T4	$(cb-(3x+d^{'})/cb\epsilon_c' = 0,00143$
5	T3	$(cb-(4x+d^{'})/cb\epsilon_c' = 0,00229$
6	T2	$(cb-(5x+d^{'})/cb\epsilon_c' = 0,00314$
7	T1	$(cb-(6x+d^{'})/cb\epsilon_c' = 0,00400$

Tabel 4.14 Nilai  $\epsilon_s$  Kondisi Patah Tarik Tulangan 24D16

No	Tul	$f_s/f_y$	Luas	Hasil
1	C1	$f_s = 228,00$	1406,7	320,732
2	C2	$f_s = 56,67$	401,92	22,775
3	T5	$f_s = 114,67$	401,92	46,087
4	T4	$f_s = 286,00$	401,92	114,950
5	T3	$f_y = 390,00$	401,92	156,749
6	T2	$f_y = 390,00$	401,92	156,749
7	T1	$f_y = 390,00$	1406,7	548,621

Tabel 4.15 Nilai  $f_s/f_y$  dan Luas Kondisi Patah Tarik Tulangan 24D16

$$\begin{aligned}
P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 + C_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
&= 1776,7745 + 320,73 + 22,775 - 46,087 - 114,95 \\
&\quad - 156,75 - 156,75 - 548,6 \\
&= 1097,13 \text{ kN} \\
\phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 1097,126 \\
&= 713,1319 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
&\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\
&\quad (h/2 - (2x + d'))\} \\
&= 428326,7521 \times 10^{-3} = 428,32675 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 428,327 \\
&= 278,412 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{428,32675}{1097,126} = 0,3904 \text{ m} = 390,4 \text{ mm}$$

## 5) Kondisi Lentur Murni

Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 17 \text{ D } 16 = 3416,320 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 7 \text{ D } 16 = 1406,720 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = d' = 75 + 10 + 1/2 \times 16 = 93 \text{ mm}$$

$$y_2 = 93 + 42,83 = 135,83 \text{ mm}$$

Misalkan nilai c dihitung berdasarkan  $d' < c > y_2$  Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$d' = 75 + 10 + 1/2 \times 16 = 93 \text{ mm}$$

$$d = 443 - 93 = 350 \text{ mm}$$



$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot fs' = As \cdot fy$$

$$\text{Substitusi nilai : } fs' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + As' \frac{(c - d')}{c} \times 600 = As \cdot fy$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + As' (c - d') \times 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta 1 \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot c \cdot b) \cdot c + As' (c - d') 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot b) c^2 + 600As' \cdot c - 600As' \cdot d' = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot b) c^2 + 600As' \cdot c - 600As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot b) c^2 + (600As' - As \cdot fy) \cdot c - 600As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 41,5 \cdot 0,758 \cdot 443,002) c^2 + (600 \cdot 1406,72 - 3416,32 \cdot ) \cdot c$$

$$- 600 \cdot 1406,72 \cdot 93 = 0$$

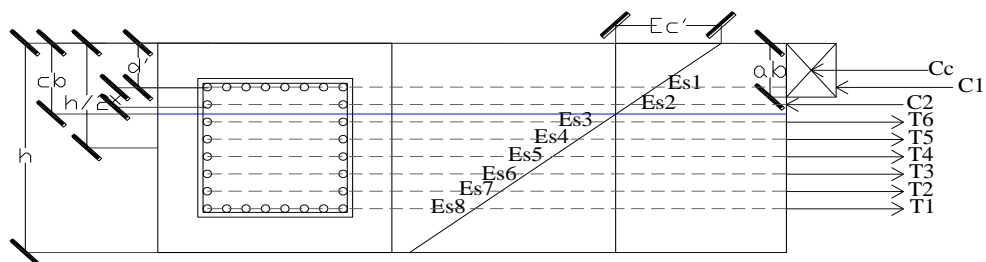
$$11845 c^2 + -488332,80 c - 78494976,000 = 0$$

$$c = 104,59 \text{ mm} > d' = 93 \text{ mm}$$

$$< y2 = 136 \text{ mm} \text{ ----- OK}$$

$$a = \beta \cdot c$$

$$= 0,76 \times 104,59 = 79,277 \text{ mm}$$



Gambar 4.18 Kondisi Lentur Murni Tulangan 24D16 Pondasi

$$Cc = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \times 41,5 \times 79,277 \times 443,0$$

$$= 1238,854 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 C1 &= f_s' \cdot A_s' \\
 &= \frac{(c - d')}{c} \times 600 \cdot A_s' \\
 &= \frac{104,59 - 93}{104,587} \times 600 \times 1406,720 \times 10^{-3} \\
 &= 93,51 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T1 &= A_{s1} \times f_y \\
 &= 1406,720 \times 390 \times 10^{-3} \\
 &= 548,621 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

No	Tul	fy	Luas	Hasil
1	T6	390	401,92	156,749
2	T5	390	401,92	156,749
3	T4	390	401,92	156,749
4	T3	390	401,92	156,749
5	T2	390	401,92	156,749
6	T1	390	1406,72	548,621

Tabel 4.16 Nilai fy dan Luas Kondisi Lentur Murni Tulangan 24D16

**Kontrol;**

$$C_c + C1 = T1 + T2 + T3 + T4 + T5 + T6 + T7 + T8 + T9 + T10$$

$$1238,854 + 93,511 = 1332,365$$

$$1332,365 = 1332,365$$

$$Z_{Cc} = \text{Jarak dari garis netral ke pusat tekan}$$

$$= c - a/2$$

$$= 104,59 - \frac{79,277}{2}$$

$$= 64,949 \text{ mm}$$

$$ZC1 = \text{Jarak dari garis netral ke C1}$$

$$= c - d'$$

$$= 104,59 - 93 \text{ mm}$$

$$= 11,587 \text{ mm}$$

$$ZT6 = \text{Jarak dari garis netral ke NT10}$$

$$= y_2 - c$$

$$= 135,83 - 104,59$$

$$= 31,25 \text{ mm}$$

No	Tul	Jarak	Hasil
1	ZT5	$(y_2+x)-c$	74,080
2	ZT4	$(y_2+2x)-c$	116,913
3	ZT3	$(y_2+3x)-c$	159,747
4	ZT2	$(y_2+4x)-c$	202,580
5	ZT1	$(y_2+5x)-c$	245,414

Tabel 4.17 Jarak Garis Netral Kondisi Lentur Murni Tulangan 24D16

$$M_n = \{(NC_c.ZC_c) + (NC_1.ZC_1) + (NT_1.ZT_1) + (NT_2.ZT_2)\}$$

$$+(NT_3.ZT_3) + (NT_4.ZT_4) + (NT_5.ZT_5) + (NT_6.ZT_6)\}$$

$$= 306,731 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 306,7$$

$$= 199,375$$

## 2. Tulangan 28 D 16

- a. Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom yang berada pada struktur.

$$\begin{aligned}d &= h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan pokok} \\&= 443 - 75 - 10 - \frac{1}{2} 16 \\&= 350 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d' &= 443 - 350,0 \\&= 93 \text{ mm}\end{aligned}$$

- b. Perhitungan Luas tulangan yang diperlukan (As Perlu)

$$\begin{aligned}A_g &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 443^2 \\&= 154056 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- c. Jumlah tulangan pada kolom dengan rasio 1% - 6% dicoba dengan rasio tulangan 1 %

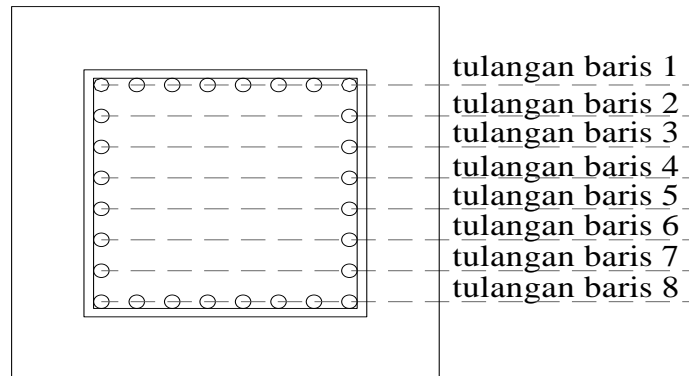
$$\begin{aligned}\rho &= 0,01 \\A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \cdot A_g \\&= 0,01 \cdot 154056 \\&= 1541 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan 28 D 16

**Kontrol,**

$$As_{\text{ada}} = 5626,9 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} = 1540,6 \text{ mm}^2 \text{ ----- OK}$$

d. Luas tulangan per baris, dihitung sebagai berikut :



Gambar 4.19 Baris Tulangan Pokok Pondasi (28D16)

- Luas tul. baris 1&8 = Jumlah tulangan baris 1 x luas satu tulangan

$$= 8 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2$$

$$= 1607,68 \text{ mm}^2$$

- Luas tul. baris 2-7 = Jumlah tulangan baris 2 x luas satu tulangan

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2$$

$$= 401,92 \text{ mm}^2$$

- Jarak antar tulangan ( $x$ )

$$x = \frac{\text{Jarak antar tulangan tepi}}{\text{jumlah interval tulangan}}$$

$$= \frac{443 - (2 \cdot 93)}{28 / 4}$$

$$= 36,71 \text{ mm}$$

- ♦ Perhitungan Beban Sentris

$$P_o = 0,85 \cdot f_c (A_g - A_s \text{ ada}) + f_y \cdot A_s \text{ ada}$$

$$= (0,85 \cdot 41,5 (154056,25 - 5626,88) + 390 \cdot 5626,88) \cdot 10^{-3}$$

$$= 7430,329 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0,85 \cdot P_o \\
 &= 0,85 \cdot 7430,329 \\
 &= 6315,780 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,65 \cdot 6315,780 \\
 &= 4105,257 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

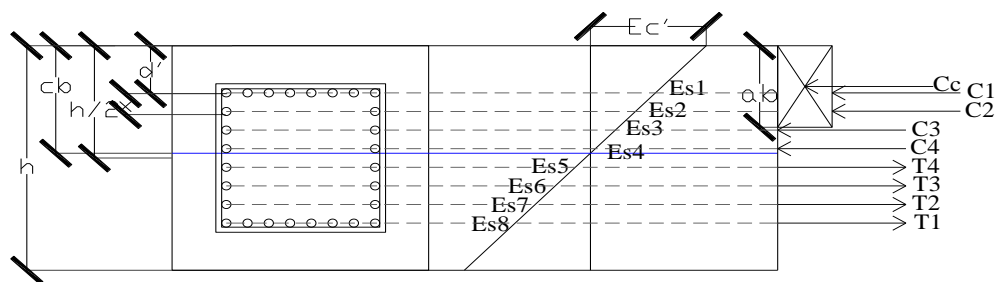
e. Perhitungan Gaya yang bekerja

### 1) Kondisi Seimbang

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 350,0}{600 + 390} = 212,12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a_b &= c_b \cdot \beta \\
 &= 212,12 \cdot 0,76 \\
 &= 160,79 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 160,79 \cdot 443,0 \cdot 10^{-3} \\
 &= 2512,6185 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.20 Kondisi Seimbang Tulangan 28D16 Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c_b - d'}{c_b} \times \epsilon_{c'}$$

$$= \frac{212,12 - 93}{212,122} \times 0,003$$

$$= 0,0017 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_s l \cdot E_s$$

$$C1 = 1607,680 \cdot 337 \cdot 10^{-3} = 541,7 \text{ kN}$$

No	Tul	$\epsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon c' = 0,00168$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00117$
3	C3	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00065$
4	C4	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00013$
5	T4	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00039$
6	T3	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00091$
7	T2	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00143$
8	T1	$(cb-(7x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00195$

Tabel 4.18 Nilai  $\epsilon_s$  Kondisi Seimbang Tulangan 28D16

No	Tul	$f_s/f_y$	Luas	Hasil
1	C1	$f_s = 336,94$	1607,7	541,698
2	C2	$f_s = 233,09$	401,92	93,685
3	C3	$f_s = 129,25$	401,92	51,946
4	C4	$f_s = 25,40$	401,92	10,207
5	T4	$f_s = 78,45$	401,92	31,532
6	T3	$f_s = 182,30$	401,92	73,271
7	T2	$f_s = 286,15$	401,92	115,010
8	T1	$f_y = 390,00$	1607,7	626,995

Tabel 4.19 Nilai  $f_s/f_y$  dan Luas Kondisi Seimbang Tulangan 28D16

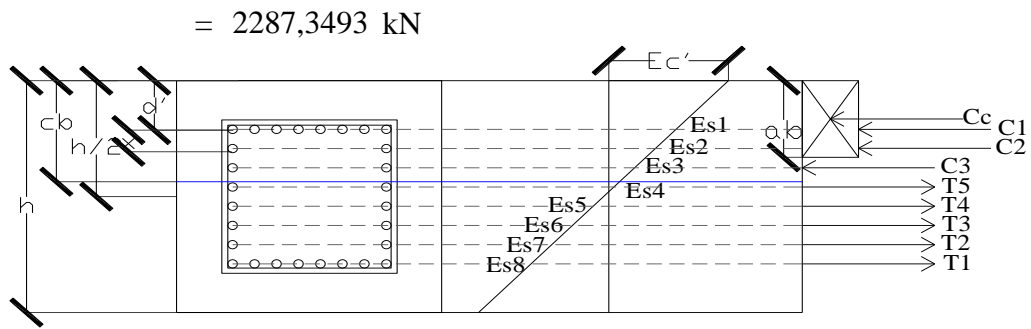
$$\begin{aligned}
P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 + C_4 - T_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
&= 2512,6185 + 541,7 + 93,685 + 51,946 + 10,207 \\
&\quad - 31,53 - 73,27 - 115,0 - 627,0 \\
&= 2363,35 \text{ kN} \\
\phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 2363,348 \\
&= 1536,1761 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
&\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\
&\quad (h/2 - (2x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \times (h/2 - (3x + d'))\} \\
&= 531541,6082 \times 10^{-3} = 531,54161 \text{ kNm} \\
\phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 531,542 \\
&= 345,502 \text{ kNm} \\
e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{531,54161}{2363,348} = 0,2249 \text{ m} = 224,91 \text{ mm}
\end{aligned}$$

## 2) Kondisi Seimbang dengan 1,25 f<sub>y</sub>

$$\begin{aligned}
f_y &= 1,25 \times 390 = 487,50 \text{ MPa} \\
c_b &= \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 350,0}{600 + 487,50} = 193,10 \text{ mm} \\
a_b &= c_b \cdot \beta \\
&= 193,10 \cdot 0,76 \\
&= 146,37 \text{ mm} \\
C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \\
&= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 146,37 \cdot 443 \cdot 10^{-3}
\end{aligned}$$





Gambar 4.21 Kondisi Seimbang 1,25 fy Tulangan 28D16 Pondasi

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s1} &= \frac{cb - d'}{cb} \times \varepsilon_{c'} \\ &= \frac{193,10 - 93}{193,104} \times 0,003 \\ &= 0,0016 \end{aligned}$$

$0,0016 < \varepsilon_y$  ; maka  $f_s = \varepsilon_{s1} \cdot E_s$

$$C1 = 1607,680 \cdot 311 \cdot 10^{-3} = \mathbf{500,05 \text{ kN}}$$

No	Tul	$\varepsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\varepsilon_{c'} = 0,00156$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_{c'} = 0,00098$
3	C3	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_{c'} = 0,00041$
4	T5	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_{c'} = 0,00016$
5	T4	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_{c'} = 0,00073$
6	T3	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_{c'} = 0,00130$
7	T2	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_{c'} = 0,00187$
8	T1	$(cb-(7x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_{c'} = 0,00244$

Tabel 4.20 Nilai  $\varepsilon_s$  Kondisi Seimbang 1,25 fy Tulangan 24D16

No	Tul	fs/fy	Luas	Hasil
1	C1	fs = 311,04	1607,7	500,047
2	C2	fs = 196,96	401,92	79,162
3	C3	fs = 82,88	401,92	33,312
4	T5	fs = 31,19	401,92	12,537
5	T4	fs = 145,27	401,92	58,387
6	T3	fs = 259,35	401,92	104,237
7	T2	fs = 373,42	401,92	150,086
8	T1	fy = 390,00	1607,7	626,995

Tabel 4.21 Nilai fs/fy dan Luas Kondisi Seimbang 1,25fy Tulangan 28D16

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 - T_5 - T_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
 &= 2287,3493 + 500,05 + 79,162 + 33,312 - 12,537 \\
 &\quad - 58,39 - 104,24 - 150,1 - 627,0 \\
 &= 1947,63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 1947,629 \\
 &= 1265,9589 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
 &\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\
 &\quad (h/2 - (2x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \times (h/2 - (3x + d'))\} \\
 &= 513990,6656 \times 10^{-3} = 513,99067 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 513,991 \\
 &= 334,094 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

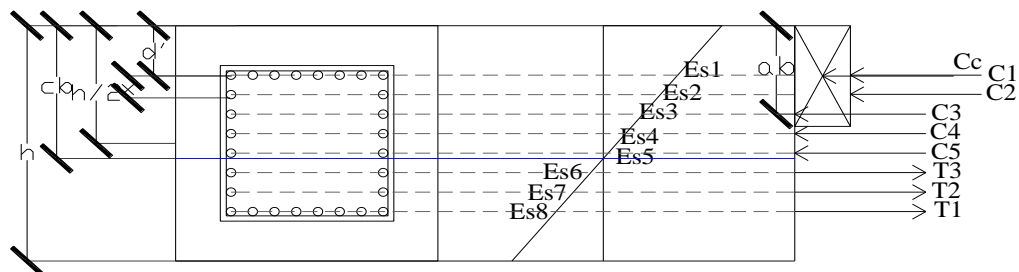
$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{513,99067}{1947,629} = 0,2639 \text{ m} = 263,91 \text{ mm}$$

### 3) Kondisi Patah Desak ( $c > c_b$ )

Dipakai nilai  $c = 250$  mm

$$\begin{aligned} a &= c \cdot \beta \\ &= 250 \cdot 0,76 \\ &= 189,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 189,5 \cdot 443 \cdot 10^{-3} \\ &= 2961,29 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 4.22 Kondisi Patah Desak Tulangan 28D16 Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{c_b - d'}{c_b} \times \epsilon_{c'} \\ &= \frac{250,00 - 93}{250,000} \times 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,0019 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s$$

$$C1 = 1607,680 \cdot 377 \cdot 10^{-3} = 605,77 \text{ kN}$$

No	Tul	$\epsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon c' = 0,00188$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00144$
3	C3	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00100$
4	C4	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00056$
5	C5	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00012$
6	T3	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00032$
7	T2	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00076$
8	T1	$(cb-(7x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00120$

Tabel 4.22 Nilai  $\epsilon_s$  Kondisi Patah Desak Tulangan 28D16

No	Tul	fs/fy	Luas	Hasil
1	C1	fs = 376,80	1607,7	605,774
2	C2	fs = 288,69	401,92	116,028
3	C3	fs = 200,57	401,92	80,613
4	C4	fs = 112,46	401,92	45,198
5	C5	fs = 24,34	401,92	9,783
6	T3	fs = 63,77	401,92	25,632
7	T2	fs = 151,89	401,92	61,047
8	T1	fs = 240,00	1607,7	385,848

Tabel 4.23 Nilai fs/fy dan Luas Kondisi Patah Desak Tulangan 28D16

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5 - T_3 - T_2 - T_1 \\
 &= 2961,2909 + 605,77 + 116,03 + 80,613 + 45,198 \\
 &\quad + 9,78 - 25,63 - 61,0 - 385,8 \\
 &= 3346,16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 3346,162 \\ &= 2175,0052 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\ &\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\ &\quad (h/2 - (2x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \times (h/2 - (3x + d'))\} \\ &= 525882,6533 \times 10^{-3} = 525,88265 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 525,883 \\ &= 341,824 \text{ kNm}\end{aligned}$$

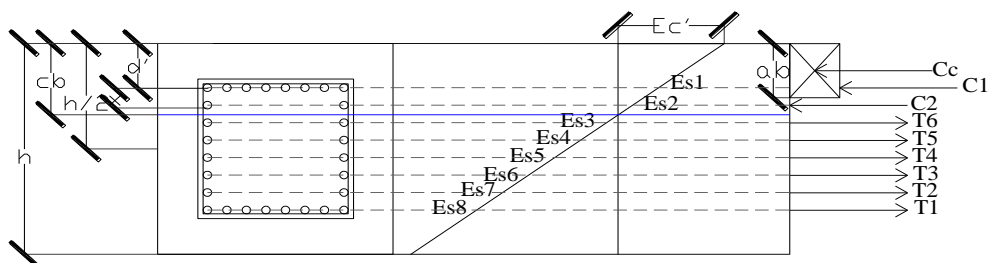
$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{525,88265}{3346,162} = 0,1572 \text{ m} = 157,16 \text{ mm}$$

#### 4) Kondisi Patah Tarik ( $c < c_b$ )

Dipakai nilai  $c = 150 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}a &= c \cdot \beta \\ &= 150 \cdot 0,76 \\ &= 113,70 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 113,7 \cdot 443 \cdot 10^{-3} \\ &= 1776,77 \text{ kN}\end{aligned}$$



Gambar 4.23 Kondisi Patah Tarik Tulangan 24D16 Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_c'$$

$$= \frac{150,00 - 93}{150,000} \times 0,003$$

$$= 0,0011 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s$$

$$C1 = 1607,680 \cdot 228 \cdot 10^{-3} = \mathbf{366,55 \text{ kN}}$$

No	Tul	$\epsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon_c' = 0,00114$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00041$
3	T6	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00033$
4	T5	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00106$
5	T4	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00180$
6	T3	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00253$
7	T2	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00327$
7	T1	$(cb-(7x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00400$

Tabel 4.24 Nilai  $\epsilon_s$  Kondisi Patah Tarik Tulangan 28D16

No	Tul	fs/fy	Luas	Hasil
1	C1	fs = 228,00	1607,7	366,551
2	C2	fs = 81,14	401,92	32,613
3	T6	fs = 65,72	401,92	26,412
4	T5	fs = 212,57	401,92	85,437
5	T4	fs = 359,43	401,92	144,463
6	T3	fy = 390,00	401,92	156,749
7	T2	fy = 390,00	401,92	156,749
8	T1	fy = 390,00	1607,7	626,995

Tabel 4.25 Nilai fs/fy dan Luas Kondisi Patah Tarik Tulangan 28D16

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + T_6 - T_5 - T_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
 &= 1776,7745 + 366,55 + 32,613 - 26,412 - 85,437 \\
 &\quad - 144,46 - 156,75 - 156,7 - 627,00 \\
 &= 979,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 979,133 \\
 &= 636,43644 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
 &\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\
 &\quad (h/2 - (2x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \times (h/2 - (3x + d'))\} \\
 &= 451906,2565 \times 10^{-3} = 451,90626 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 451,906 \\
 &= 293,739 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{451,90626}{979,133} = 0,4615 \text{ m} = 461,5 \text{ mm}$$

### 5) Kondisi Lentur Murni

Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 20 \text{ D } 16 = 4019,200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 8 \text{ D } 16 = 1607,680 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = d' = 75 + 10 + 1/2 \times 16 = 93 \text{ mm}$$

$$y_2 = 93 + 36,71 = 129,71 \text{ mm}$$

Misalkan nilai c dihitung berdasarkan  $d' < c < y_2$  Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$d' = 75 + 10 + 1/2 \times 16 = 93 \text{ mm}$$

$$d = 443 - 93 = 350 \text{ mm}$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai : } f_s' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) + A_s' \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 = A_s \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' (c - d') \times 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + A_s' (c - d') 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b) c^2 + 600 A_s' \cdot c - 600 A_s' \cdot d' = A_s \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b) c^2 + 600 A_s' \cdot c - 600 A_s' \cdot d' - A_s \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b) c^2 + (600 A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot c - 600 A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 41,5 \cdot 0,758 \cdot 443,002) c^2 + (600 \cdot 1607,68 - 4019,2 \cdot ) \cdot c$$

$$- 600 \cdot 1607,68 \cdot 93 = 0$$



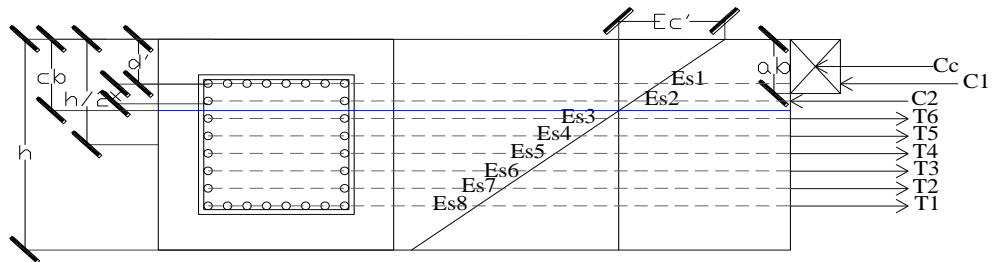
$$11845 \ c^2 + -602880,00 \ c - 89708544,000 = 0$$

$$c = 116,12 \text{ mm} > d' = 93 \text{ mm}$$

$$< y2 = 130 \text{ mm} \text{ ----- OK}$$

$$a = \beta \cdot c$$

$$= 0,76 \times 116,12 = 88,018 \text{ mm}$$



Gambar 4.24 Kondisi Lentur Murni Tulangan 24D16 Pondasi

$$Cc = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \times 41,5 \times 88,018 \times 443,0$$

$$= 1375,441 \text{ kN}$$

$$C1 = f_s' \cdot A_s'$$

$$= \frac{(c - d')}{c} \times 600 \cdot A_s'$$

$$= \frac{116,12 - 93}{116,118} \times 600 \times 1607,680 \times 10^{-3}$$

$$= 192,05 \text{ kN}$$

$$T1 = A_{s1} \times f_y$$

$$= 1607,680 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 626,995 \text{ kN}$$

No	Tul	fy	Luas	Hasil
1	T7	390	401,92	156,749
2	T6	390	401,92	156,749
3	T5	390	401,92	156,749
4	T4	390	401,92	156,749
5	T3	390	401,92	156,749
6	T2	390	401,92	156,749
7	T1	390	1607,68	626,995

Tabel 4.26 Nilai fy dan Luas Kondisi Lentur Murni Tulangan 28D16

***Kontrol;***

$$C_c + C_1 = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 + T_9 + T_{10}$$

$$1375,441 + 192,05 = 1567,488$$

$$1567,488 = 1567,488$$

$Z_{Cc}$  = Jarak dari garis netral ke pusat tekan

$$= c - a/2$$

$$= 116,12 - \frac{88,018}{2}$$

$$= 72,11 \text{ mm}$$

$Z_{C1}$  = Jarak dari garis netral ke C1

$$= c - d'$$

$$= 116,12 - 93 \text{ mm}$$

$$= 23,118 \text{ mm}$$

$Z_{T7}$  = Jarak dari garis netral ke NT10

$$= y_2 - c$$

$$= 129,71 - 116,12$$

$$= 13,60 \text{ mm}$$

No	Tul	Jarak	Hasil
1	ZT6	$(y_2+x)-c$	50,311
2	ZT5	$(y_2+2x)-c$	87,025
3	ZT4	$(y_2+3x)-c$	123,739
4	ZT3	$(y_2+4x)-c$	160,454
5	ZT2	$(y_2+5x)-c$	197,168
6	ZT1	$(y_2+6x)-c$	233,883

Tabel 4.27 Jarak Garis Netral Kondisi Lentur Murni Tulangan 28D16

$$\begin{aligned}
 M_n &= \{(N C_c . Z C_c) + (N C_1 . Z C_1) + (N T_1 . Z T_1) + (N T_2 . Z T_2)\} \\
 &\quad + (N T_3 . Z T_3) + (N T_4 . Z T_4) + (N T_5 . Z T_5) + (N T_6 . Z T_6) \\
 &\quad + (N T_7 . Z T_7)\} \\
 &= 344,937 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &= 0,65 \cdot 344,9 \\
 &= 224,209
 \end{aligned}$$

### 3. Tulangan 32 D 16

- a. Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom yang berada pada struktur.

$$\begin{aligned}d &= h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan pokok} \\&= 443 - 75 - 10 - \frac{1}{2} 16 \\&= 350 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d' &= 443 - 350,0 \\&= 93 \text{ mm}\end{aligned}$$

- b. Perhitungan Luas tulangan yang diperlukan (As Perlu)

$$\begin{aligned}A_g &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 443^2 \\&= 154056 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- c. Jumlah tulangan pada kolom dengan rasio 1% - 6% dicoba dengan rasio tulangan 1 %

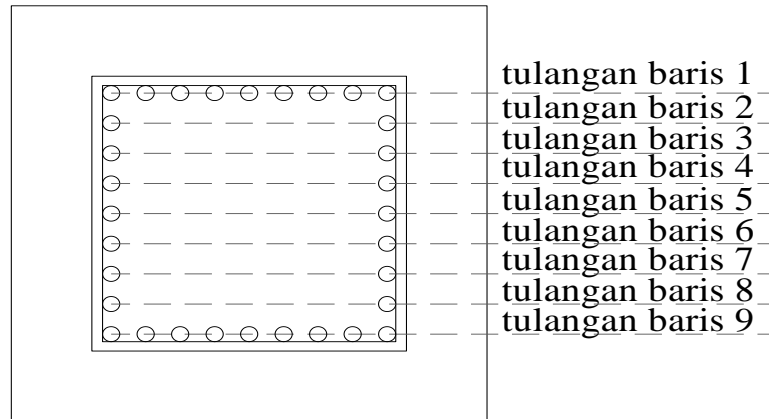
$$\begin{aligned}\rho &= 0,01 \\A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \cdot A_g \\&= 0,01 \cdot 154056 \\&= 1541 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan 32 D 16

***Kontrol,***

$$,As_{\text{ada}} = 6430,7 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} = 1540,6 \text{ mm}^2 \text{ ----- OK}$$

d. Luas tulangan per baris, dihitung sebagai berikut :



Gambar 4.25 Baris Tulangan Pokok Pondasi (32D16)

- Luas tul. baris 1&8 = Jumlah tulangan baris 1 x luas satu tulangan  

$$= 9 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2$$

$$= 1808,64 \text{ mm}^2$$
- Luas tul. baris 2-7 = Jumlah tulangan baris 2 x luas satu tulangan  

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2$$

$$= 401,92 \text{ mm}^2$$
- Jarak antar tulangan (x)

$$x = \frac{\text{Jarak antar tulangan tepi}}{\text{jumlah interval tulangan}}$$

$$= \frac{443 - (2 \cdot 93)}{32 / 4}$$

$$= 32,13 \text{ mm}$$

◆ Perhitungan Beban Sentris

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c (A_g - A_s \text{ ada}) + f_y \cdot A_s \text{ ada}$$

$$= (0,85 \cdot 41,5 (154056,25 - 6430,72) + 390 \cdot 6430,72) \cdot 10^{-3}$$

$$= 7715,471 \text{ kN}$$

$$P_n = 0,85 \cdot P_o$$

$$= 0,85 \cdot 7715,471$$

$$= 6558,151 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 6558,151$$

$$= 4262,798 \text{ kN}$$

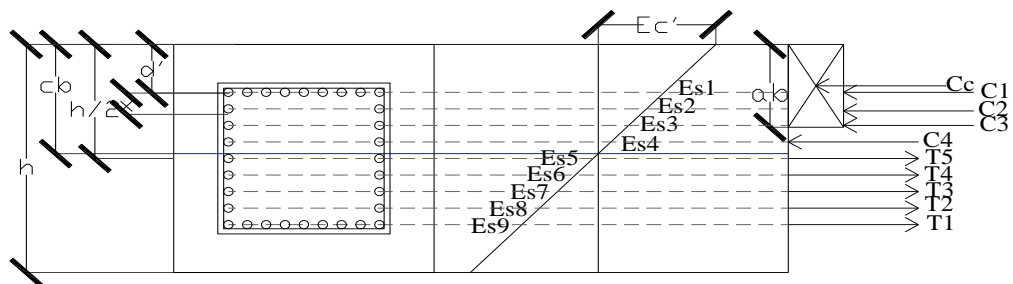
e. Perhitungan Gaya yang bekerja

### 1) Kondisi Seimbang

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 350,0}{600 + 390} = 212,12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} a_b &= c_b \cdot \beta \\ &= 212,12 \cdot 0,76 \\ &= 160,79 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c \cdot a_b \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 160,79 \cdot 443,0 \cdot 10^{-3} \\ &= 2512,6185 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 4.26 Kondisi Seimbang Tulangan 32D16 Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c_b - d'}{c_b} \times \epsilon_{c'}$$

$$= \frac{212,12 - 93}{212,122} \times 0,003$$

$$= 0,0017 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s$$

$$C1 = 1808,640 \cdot 337 \cdot 10^{-3} = 609,41 \text{ kN}$$

No	Tul	$\epsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon c' = 0,00168$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00123$
3	C3	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00078$
4	C4	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00032$
5	T5	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00013$
6	T4	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00059$
7	T3	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00104$
8	T2	$(cb-(7x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00150$
9	T1	$(cb-(8x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00195$

Tabel 4.28 Nilai  $\epsilon_s$  Kondisi Seimbang Tulangan 32D16

No	Tul	fs/fy	Luas	Hasil
1	C1	fs = 336,94	1808,6	609,410
2	C2	fs = 246,08	401,92	98,903
3	C3	fs = 155,21	401,92	62,381
4	C4	fs = 64,34	401,92	25,859
5	T5	fs = 26,53	401,92	10,662
6	T4	fs = 117,40	401,92	47,184
7	T3	fs = 208,26	401,92	83,705
8	T2	fs = 299,13	1808,6	541,022
9	T1	fy = 390,00	401,92	156,749

Tabel 4.29 Nilai fs/fy dan Luas Kondisi Seimbang Tulangan 32D16

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 + C_4 - T_5 - T_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
 &= 2512,6185 + 609,41 + 98,903 + 62,381 + 25,859 \\
 &\quad - 10,66 - 47,18 - 83,7 - 541,0 - 156,7 \\
 &= 2469,85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 2469,849 \\
 &= 1605,402 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
 &\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\
 &\quad (h/2 - (2x + d'))\} + \{(C_4 + T_4) \times (h/2 - (3x + d'))\} \\
 &= 526403,9604 \times 10^{-3} = 526,40396 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 526,404 \\
 &= 342,163 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{526,40396}{2469,849} = 0,2131 \text{ m} = 213,13 \text{ mm}$$

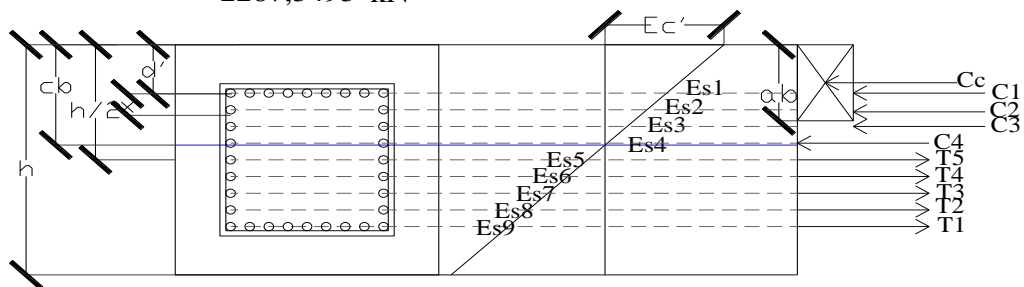
## 2) Kondisi Seimbang dengan 1,25 $f_y$

$$f_y = 1,25 \times 390 = 487,50 \text{ MPa}$$

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 350,0}{600 + 487,50} = 193,10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} a_b &= c_b \cdot \beta \\ &= 193,10 \cdot 0,76 \\ &= 146,37 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 146,37 \cdot 443 \cdot 10^{-3} \\ &= 2287,3493 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 4.27 Kondisi Seimbang 1,25  $f_y$  Tulangan 32D16 Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{c_b - d'}{c_b} \times \epsilon_{c'} \\ &= \frac{193,10 - 93}{193,104} \times 0,003 \\ &= 0,0016 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s \end{aligned}$$

$$0,0016 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s$$

$$C1 = 1808,640 \cdot 311 \cdot 10^{-3} = 562,55 \text{ kN}$$

No	Tul	$\varepsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\varepsilon_c' = 0,00156$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_c' = 0,00106$
3	C3	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_c' = 0,00056$
4	C4	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_c' = 0,00006$
5	T5	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_c' = 0,00044$
6	T4	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_c' = 0,00094$
7	T3	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_c' = 0,00144$
8	T2	$(cb-(7x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_c' = 0,00194$
9	T1	$(cb-(8x+d^{\wedge}))/cb\varepsilon_c' = 0,00244$

Tabel 4.30 Nilai  $\varepsilon_s$  Kondisi Seimbang 1,25 fy Tulangan 32D16

No	Tul	fs/fy	Luas	Hasil
1	C1	fs = 311,04	1808,6	562,553
2	C2	fs = 211,22	401,92	84,893
3	C3	fs = 111,40	401,92	44,775
4	C4	fs = 11,59	401,92	4,656
5	T5	fs = 88,23	401,92	35,462
6	T4	fs = 188,05	401,92	75,581
7	T3	fs = 287,87	401,92	115,699
8	T2	fs = 387,68	401,92	155,818
9	T1	fy = 390,00	1808,6	705,370

Tabel 4.31 Nilai fs/fy dan Luas Kondisi Seimbang 1,25fy Tulangan 32D16

$$\begin{aligned}
P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 + C_4 - T_5 - T_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
&= 2287,3493 + 562,55 + 84,893 + 44,775 + 4,656 \\
&\quad - 35,46 - 75,58 - 115,7 - 155,8 - 705,4 \\
&= 1896,30 \text{ kN} \\
\phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 1896,298 \\
&= 1232,594 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
&\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\
&\quad (h/2 - (2x + d'))\} + \{(C_4 + T_4) \times (h/2 - (3x + d'))\} \\
&= 538261,7446 \times 10^{-3} = 538,26174 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 538,262 \\
&= 349,870 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

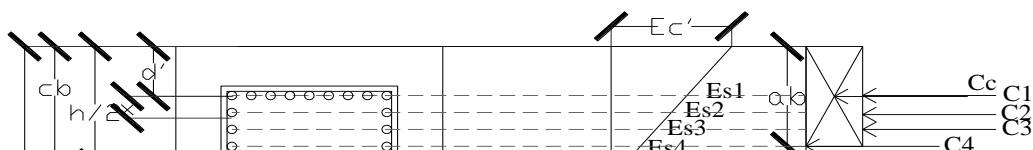
$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{538,26174}{1896,298} = 0,2838 \text{ m} = 283,85 \text{ mm}$$

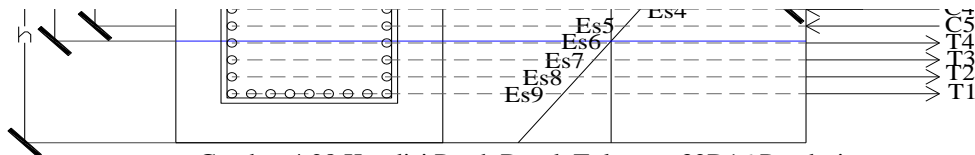
### 3) Kondisi Patah Desak ( $c > c_b$ )

Dipakai nilai  $c = 250 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
a &= c \cdot \beta \\
&= 250 \cdot 0,76 \\
&= 189,50 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_c &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \\
&= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 189,5 \cdot 443 \cdot 10^{-3} \\
&= 2961,29 \text{ kN}
\end{aligned}$$





Gambar 4.28 Kondisi Patah Desak Tulangan 32D16 Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_c'$$

$$= \frac{250,00 - 93}{250,000} \times 0,003$$

$$= 0,0019 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s$$

$$C1 = 1808,640 \cdot 377 \cdot 10^{-3} = \mathbf{681,5 \text{ kN}}$$

No	Tul	$\epsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon_c' = 0,00188$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00150$
3	C3	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00111$
4	C4	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00073$
5	C5	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00034$
6	T4	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00004$
7	T3	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00043$
8	T2	$(cb-(7x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00081$
9	T1	$(cb-(8x+d^{\wedge}))/cb\epsilon_c' = 0,00081$

Tabel 4.32 Nilai  $\epsilon_s$  Kondisi Patah Desak Tulangan 32D16

No	Tul	fs/fy	Luas	Hasil
1	C1	fs = 376,80	1808,6	681,496
2	C2	fs = 299,70	401,92	120,455
3	C3	fs = 222,60	401,92	89,467
4	C4	fs = 145,50	401,92	58,479
5	C5	fs = 68,40	401,92	27,491
6	T4	fs = 8,70	401,92	3,497
7	T3	fs = 85,80	401,92	34,486
8	T2	fs = 162,90	401,92	65,474
9	T1	fs = 162,90	1808,6	294,632

Tabel 4.33 Nilai fs/fy dan Luas Kondisi Patah Desak Tulangan 32D16

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5 - T_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
 &= 2961,2909 + 681,5 + 120,46 + 89,467 + 58,479 \\
 &\quad + 27,49 - 3,50 - 34,5 - 65,5 - 294,6 \\
 &= 3540,59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 3540,590 \\
 &= 2301,3836 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
 &\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\
 &\quad (h/2 - (2x + d'))\} + \{(C_4 + T_4) \times (h/2 - (3x + d'))\} \\
 &= 528652,1783 \times 10^{-3} = 528,65218 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 528,652 \\
 &= 343,624 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

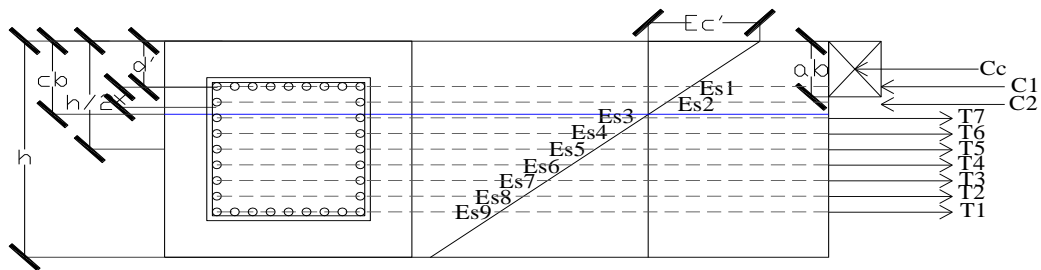
$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{528,65218}{3540,590} = 0,1493 \text{ m} = 149,31 \text{ mm}$$

#### 4) Kondisi Patah Tarik ( $c < c_b$ )

Dipakai nilai  $c = 150 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} a &= c \cdot \beta \\ &= 150 \cdot 0,76 \\ &= 113,70 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 113,7 \cdot 443 \cdot 10^{-3} \\ &= 1776,77 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 4.29 Kondisi Patah Tarik Tulangan 32D16 Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c_b - d'}{c_b} \times \epsilon_{c'}$$

$$= \frac{150,00 - 93}{150,000} \times 0,003$$

$$= 0,0011 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s$$

$$C1 = 1808,640 \cdot 228 \cdot 10^{-3} = 412,37 \text{ kN}$$

No	Tul	$\epsilon_s$
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon c' = 0,00114$
2	C2	$(cb-(x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00050$
3	T7	$(cb-(2x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00015$
4	T6	$(cb-(3x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00079$
5	T5	$(cb-(4x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00143$
6	T4	$(cb-(5x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00207$
7	T3	$(cb-(6x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00272$
8	T2	$(cb-(7x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00336$
9	T1	$(cb-(8x+d^{\wedge}))/cb\epsilon c' = 0,00400$

Tabel 4.34 Nilai  $\epsilon_s$  Kondisi Patah Tarik Tulangan 32D16

No	Tul	fs/fy	Luas	Hasil
1	C1	fs = 228,00	1808,6	412,370
2	C2	fs = 99,50	401,92	39,991
3	T7	fs = 29,00	401,92	11,656
4	T6	fs = 157,50	401,92	63,303
5	T5	fs = 286,00	401,92	114,950
6	T4	fy = 390,00	401,92	156,749
7	T3	fy = 390,00	401,92	156,749
8	T2	fy = 390,00	401,92	156,749
9	T1	fy = 390,00	1808,6	705,370

Tabel 4.35 Nilai fs/fy dan Luas Kondisi Patah Tarik Tulangan 32D16

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 - T_7 - T_6 - T_5 - T_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
 &= 1776,7745 + 412,37 + 39,991 - 11,656 - 63,303 \\
 &\quad - 114,95 - 156,75 - 156,7 - 156,7 - 705,4
 \end{aligned}$$

$$= 863,61 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = 0,65 \cdot 863,610$$

$$= 561,34651 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\ &\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\ &\quad (h/2 - (2x + d'))\} + \{(C_4 + T_4) \times (h/2 - (3x + d'))\} \\ &= 473027,2137 \times 10^{-3} = 473,02721 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_{nb} = 0,65 \cdot 473,027$$

$$= 307,468 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{473,02721}{863,610} = 0,5477 \text{ m} = 547,7 \text{ mm}$$

## 5) Kondisi Lentur Murni

Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 21 \text{ D } 16 = 4220,160 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 11 \text{ D } 16 = 2210,560 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = d' = 75 + 10 + 1/2 \times 16 = 93 \text{ mm}$$

$$y_2 = 93 + 32,13 = 125,13 \text{ mm}$$

Misalkan nilai c dihitung berdasarkan  $c > y_2$  Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$d' = 75 + 10 + 1/2 \times 16 = 93 \text{ mm}$$

$$d = 443 - 93 = 350 \text{ mm}$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai : } f_s' = \frac{(c - Y_2)}{c} \times 600$$



$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b) + As' \frac{(c - Y2)}{c} \times 600 = As \cdot fy$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b) \cdot c + As' (c - Y2) \times 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot c \cdot b) \cdot c + As' (c - Y2) 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot b) c^2 + 600As' \cdot c - 600As' \cdot Y2 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot b) c^2 + 600As' \cdot c - 600As' \cdot Y2 - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot b) c^2 + (600As' - As \cdot fy) \cdot c - 600As' \cdot Y2 = 0$$

$$(0,85 \cdot 41,5 \cdot 0,758 \cdot 443,002) c^2 + (600 \cdot 2210,56 - 4220,16 \cdot ) \cdot c$$

$$- 600 \cdot 2210,56 \cdot 125,125141083342 = 0$$

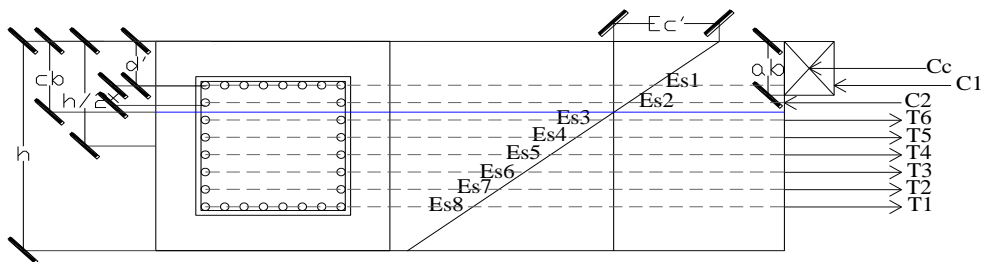
$$11845 \quad c^2 + -319526,40 \quad c - 165957979,124 = 0$$

$$c = 132,62 \text{ mm} > d' = 93 \text{ mm}$$

$$> y2 = 125 \text{ mm} \text{ ----- OK}$$

$$a = \beta \cdot c$$

$$= 0,76 \times 132,62 = 100,526 \text{ mm}$$



Gambar 4.30 Kondisi Lentur Murni Tulangan 32D16 Pondasi

$$Cc = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \times 41,5 \times 100,526 \times 443,0$$

$$= 1570,906 \text{ kN}$$

$$C1 = f_s' \cdot As'$$

$$= \frac{(c - Y2)}{c} \times 600 \cdot As'$$

$$= \frac{132,62 - 125}{132,620} \times 600 \times 2210,560 \times 10^{-3}$$

$$= 74,96 \text{ kN}$$

$$T1 = As1 \times fy$$

$$= 1808,640 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 705,370 \text{ kN}$$

No	Tul	fy	Luas	Hasil
1	T7	390	401,92	156,749
2	T6	390	401,92	156,749
3	T5	390	401,92	156,749
4	T4	390	401,92	156,749
5	T3	390	401,92	156,749
6	T2	390	401,92	156,749
7	T1	390	1808,64	705,370

Tabel 4.36 Nilai fy dan Luas Kondisi Lentur Murni Tulangan 32D16

**Kontrol;**

$$Cc + C1 = T1+T2+T3+T4+T5+T6$$

$$1570,906 + 74,96 = 1645,862$$

$$1645,862 = 1645,862$$

$$ZCc = \text{Jarak dari garis netral ke pusat tekan}$$

$$= c - a/2$$

$$= 132,62 - \frac{100,526}{2}$$

$$= 82,357 \text{ mm}$$

$$ZC1 = \text{Jarak dari garis netral ke C1}$$

$$= c - Y2$$

$$= 132,62 - 125 \text{ mm}$$

$$= 7,495 \text{ mm}$$

$$ZT6 = \text{Jarak dari garis netral ke NT10}$$

$$= y_2 + x - c$$

$$= 125,13 - 132,62$$

$$= 24,63 \text{ mm}$$

No	Tul	Jarak	Hasil
1	ZT6	$(y_2+x)-c$	24,630
2	ZT5	$(y_2+2x)-c$	56,755
3	ZT4	$(y_2+3x)-c$	88,881
4	ZT3	$(y_2+4x)-c$	121,006
5	ZT2	$(y_2+5x)-c$	153,131
6	ZT1	$(y_2+6x)-c$	185,256

Tabel 4.37 Jarak Garis Netral Kondisi Lentur Murni Tulangan 32D16

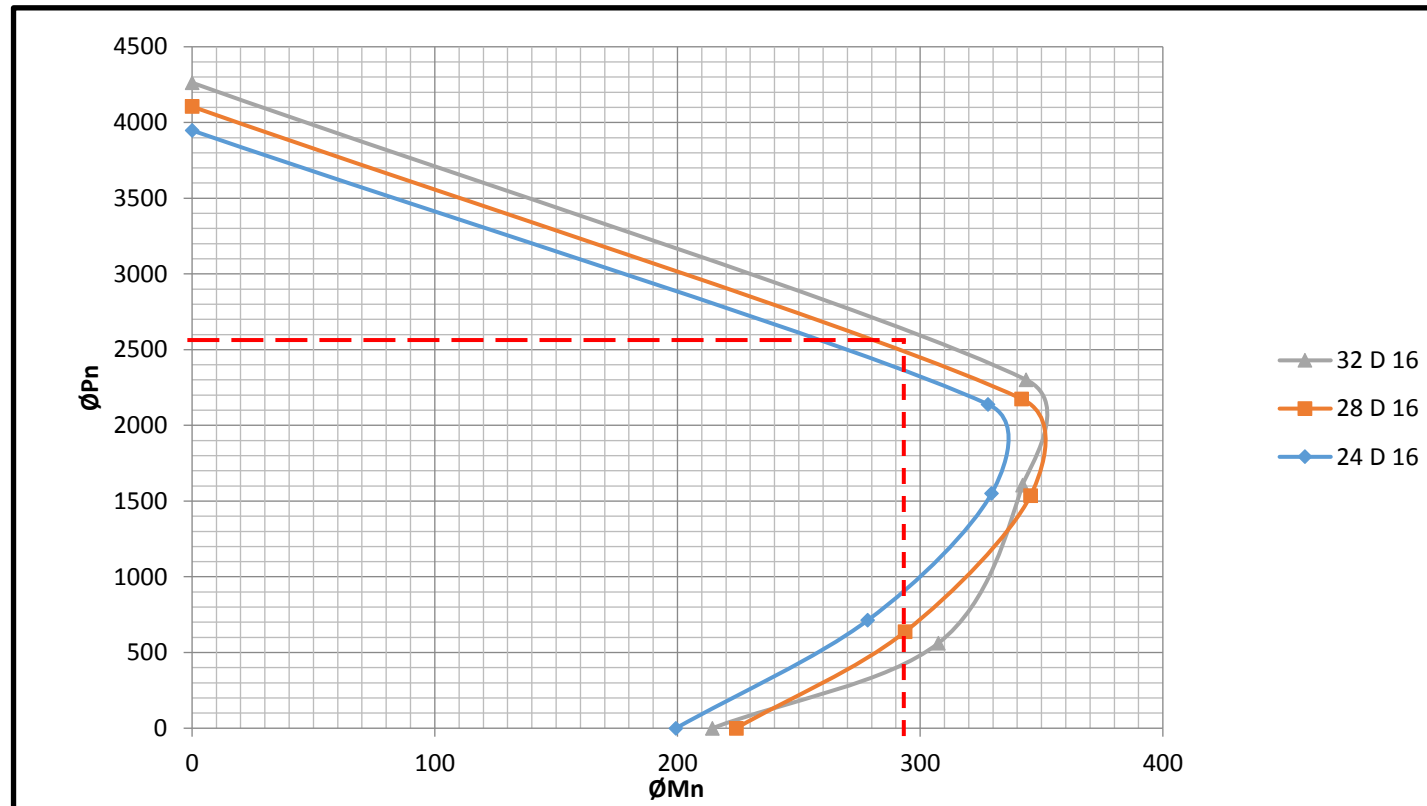
$$\begin{aligned} M_n &= \{(NC_c.ZC_c) + (NC_1.ZC_1) + (NT_1.ZT_1) + (NT_2.ZT_2)\} \\ &\quad + (NT_3.ZT_3) + (NT_4.ZT_4) + (NT_5.ZT_5) + (NT_6.ZT_6) \\ &= 329,791 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,65 \cdot 329,8 \\ &= 214,364 \end{aligned}$$

## DIAGRAM INTERAKSI TULANGAN POKOK PONDASI TIPE 1

Diketahui :

- $M_n$  Pondasi Tipe 1 : 299,485 kN m
- $P_n$  Pondasi Tipe 1 : 2592,557 kN



Grafik 4.3 Diagram Interaksi Tulangan Pokok Pondasi Tipe 1

Jadi, dapat disimpulkan bahwa pondasi tipe 1 menggunakan tulangan pokok 32 D 16.

#### 4.2.1.2.3 Perencanaan Tulangan Spiral Pondasi Tipe 1

- Data Perencanaan

Pmax	= 324,069586 ton
Mutu Beton	= 41,5 MPa
Mutu Baja	= 390 MPa
D tulangan	= 16 mm
Diameter sengkang	= 10 mm
Diameter tiang	= 500 mm
Tebal selimut	= 75 mm

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \phi_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} D_{\text{pokok}} \\&= 75 + 10 + 8 \\&= 93,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{Diameter pondasi} - (2 \times d') \\&= 500 \text{ mm} - 93 \text{ mm} \\&= 407,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Diameter inti tiang bor (Dc)

$$\begin{aligned}D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\&= 500 \text{ mm} - (2 \times 75) \\&= 350 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Luas penampang inti bor (Ac)

$$\begin{aligned}A_c &= \left( \frac{1}{4} \times \pi D_c^2 \right) \\&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 122500 \\&= 96162,50 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas penampang inti tiang bor

$$\begin{aligned} A_g &= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2 \right) \\ &= \left( \frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \right) \\ &= 196250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[ \frac{f_{c'}}{f_y} \right] \\ &= 0,45 \times \left[ \frac{196250}{96162,5} - 1 \right] \times \left[ \frac{41,5}{390} \right] \\ &= 0,04984 \end{aligned}$$

- $V_c = 0$ , apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial} &< A_g \cdot f_c' / 20 \\ 324,070 \text{ N} &< 196250 \times 41,5 / 20 \\ 324,070 \text{ N} &< 407218,75 \text{ ..... (memenuhi)} \end{aligned}$$

karena  $V_c > A_g \cdot f_c' / 20$  maka  $V_c$  akan dihitung dengan rumus sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left[ 1 + \frac{Nu}{14 \cdot A_g} \right] \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left[ 1 + \frac{324,070 \text{ N}}{14 \times 196250} \right] \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 500 \\ &\quad \times 407 \\ &= 222888,985 \text{ N} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- 6 x diameter tulangan utama = 6 x 16 = 96 mm
- 150 mm

Sedangkan menurut SNI 2847-2013 Pasal 7.10.4.3 spasi bersih antar spiral harus berada dalam syarat berikut :

$$\begin{aligned} 25 \text{ mm} + D \text{ tul utama} &< S < 75 \text{ mm} + D \text{ tul utama} \\ 25 \text{ mm} + 16 \text{ mm} &< S < 75 \text{ mm} + 16 \text{ mm} \\ 41 \text{ mm} &< S < 91 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D 10 dengan spasi 90 mm

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157,14 \times 390 \times 407}{90} \\ &= 277147,619 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$\begin{aligned} V_s &\leq 0,66 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \\ V_s &\leq 0,66 \sqrt{41,5} \times 500 \times 407 \\ 277147,619 \text{ N} &\leq 865231,65 \text{ N} \quad \text{..... OK} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0,75 [ 277147,619 + 222888,985 ] \\ &= 375027,453 \text{ N} > V_u = 47999,700 \text{ N} \quad \text{..... OK} \end{aligned}$$

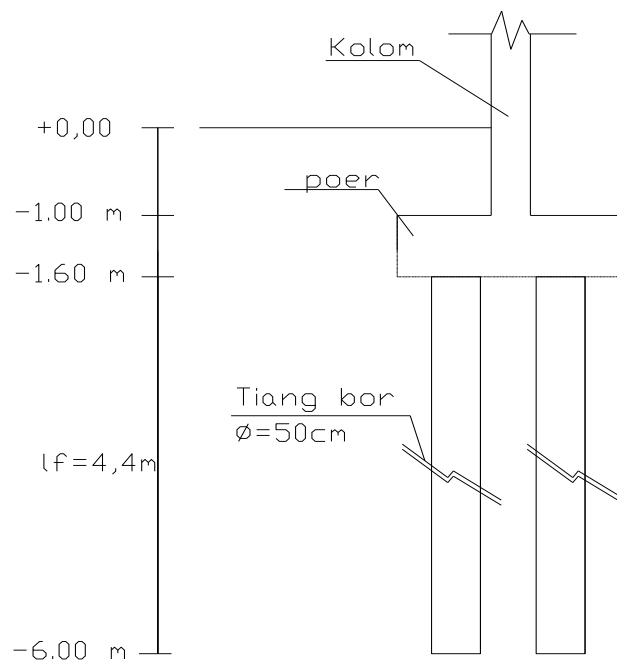
Jadi untuk penulangan geser di luar sendi plastis dipasang tulangan geser

$$2 \text{ kaki } D \ 10 \ - \ 90$$

## 4.2.2 Pondasi Tipe 2

### 4.2.2.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 2

#### 4.2.2.1.1 Perhitungan Daya Dukung Aksial



Gambar 4.31 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 2

Berikut adalah data pondasi yang direncanakan:

- Gaya Vertikal ( $F_z$ ) : 153221 Kg = 153,221 ton
- Momen arah X ( $M_x$ ) : -2159 Kg = -2,16 ton
- Momen arah Y ( $M_y$ ) : -5,16 Kg = -0,005 ton
- Diameter tiang ( $D$ ) : 50 cm = 0,50 m
- Kedalaman tiang ( $H$ ) : 6,0 m
- Tebal pilecap ( $H_p$ ) : 0,60 m
- Panjang tiang bor ( $L_f$ ) : 4,4 m
- Luas penampang ( $A_p$ ) :  $\frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 0,50^2$   
= 0,20 m<sup>2</sup>
- Keliling tiang bor ( $P$ ) :  $\pi D = \pi \times 0,50$   
= 1,57 m



- Luas selimut ( $A_s$ ) :  $P \cdot H = 1,57 \text{ m} \times 6,0 \text{ m}$   
 $= 9,43 \text{ m}^2$
- Berat sendiri ( $W_p$ ) :  $A_p \cdot L_f \cdot B_j = 0,2 \times 4 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$   
 $= 2074,3 \text{ Kg}$   
 $= 2,074 \text{ ton}$

Berdasarkan dengan rumus daya dukung tiang bor yaitu:

$$Q_u = 40 \times N_b \times A_p + 0,1 \times N \times A_s - W_p$$

maka dilakukan perhitungan berikut:

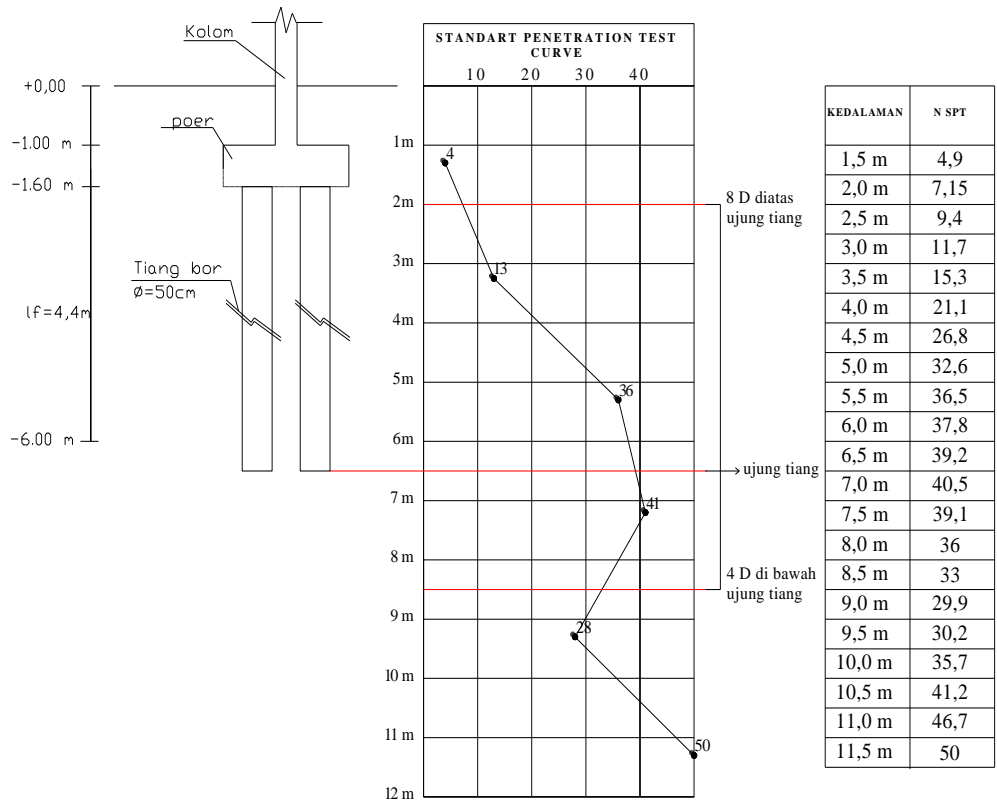
- Menghitung nilai  $N_b$

Nilai  $N_{\text{SPT}}$  pada tanah sekitar ujung tiang ( $N_b$ ) dihitung rata-rata antara

8D diatas dasar tiang hingga 4D di bawah dasar tiang, yaitu :

- 8 D diatas ujung tiang  $= 6,0 \text{ m} - 8 \text{ D}$   
 $= 6,0 \text{ m} - (8 \times 0,50 \text{ m})$   
 $= 2,0 \text{ m}$
- 4 D dibawah ujung tiang  $= 6,0 \text{ m} + 4 \text{ D}$   
 $= 6,0 \text{ m} + (4 \times 0,50 \text{ m})$   
 $= 8,0 \text{ m}$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka dapat digambarkan:



Gambar 4.32 Rencana Pondasi Tipe 2 dan Grafik N-SPT

Berikut ini adalah tabel NSPT pada kedalaman 2 m sampai 8 m :

Kedalaman (m)	N <sub>SPT</sub>
2	7,2
2,5	9,4
3	11,7
3,5	15,3
4	21,1
4,5	26,8
5	32,6
5,5	36,5
6	37,8
6,5	39,2
7	40,5
7,5	39,1
8	36,0
<b>Σ N<sub>SPT</sub></b>	<b>353</b>

Tabel 4.38 Nilai NSPT pada kedalaman 2 m sampai 8 m Pondasi Tipe 2

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{\Sigma N_{\text{SPT}} \text{ rata-rata}}{13} \\
 &= \frac{353}{13} \\
 &= 27,16 \approx 27
 \end{aligned}$$

- Menghitung nilai  $N$

Sementara nilai  $N$  didapat dari nilai rata-rata uji SPT di sepanjang tiang dapat dilihat pada kedalaman 1.5 m sampai 6 m yaitu sebagai berikut :

Kedalaman (m)	$N_{SPT}$
1,5	4,9
2	7,2
2,5	9,4
3	11,7
3,5	15,3
4	21,1
4,5	26,8
5	32,6
5,5	36,5
6	37,8
$\Sigma N_{SPT}$	<b>203</b>

Tabel 4.39 Nilai  $N_{SPT}$  di sepanjang tiang pondasi tipe 2

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\Sigma N_{SPT} \text{ rata-rata}}{10} \\
 &= \frac{203}{10} \\
 &= 20,32 \approx 20
 \end{aligned}$$

Maka dari itu maka nilai daya dukung tiang bor adalah:

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 40 \times N_b \times A_p + 0,1 \times N \times A_s - w_p \\
 &= 40 \times 27 \times 0,196 + 0,1 \times 20 \times 9,43 - 2,074 \text{ ton} \\
 &= 213,406 + 19,156 - 2,074 \\
 &= 230,488 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) terlebih dulu akan ditentukan Faktor Keamanan sesuai tabel berikut:

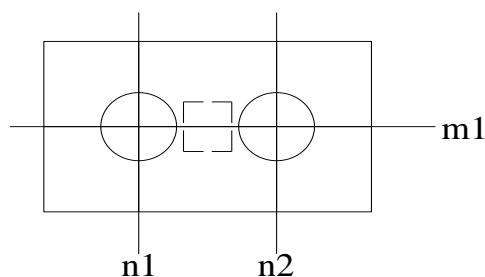
Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	2	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Tabel 4.40 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 2

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} = \frac{230,488 \text{ ton}}{2,5} = 115,244 \text{ ton}$$

Sehingga dapat dicari jumlah tiang bor ( $n$ ) yaitu:

$$n = \frac{P}{Q_a} = \frac{153,221 \text{ ton}}{115,244 \text{ ton}} = 1,3 \text{ tiang} \approx 2 \text{ tiang, dicoba 2 tiang}$$



Gambar 4.33 Rencana Susunan Pondasi Tipe 2 (2 tiang)

dimana :  $m$  (jumlah baris tiang) : 1 tiang

$n$  (jumlah kolom tiang) : 2 tiang

Jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2} \\
 &= \frac{1,57 \times 0,5 \times 1 \times 2 - 2 \times 0,5}{1 + 2 - 2} \\
 &= \frac{0,57}{1} = 0,57 \text{ m} < 3 D = 1,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Syarat jarak minimum tiang adalah:  $S > 2D$

$$S > 1 \text{ m}$$

Maka akan dicoba  $s = 1 \text{ m}$

Karena  $S < 3 D$ , maka diperlukan perhitungan efisiensi grup tiang ( $E_g$ ) :

- Berdasarkan Formula Sederhana

$$\begin{aligned}
 E_g &= \frac{2 (m + n - 2) s + 4 D}{P \times m \times n} \\
 &= \frac{2 \times (1 + 2 - 2) \times 1,00 + 4 \times 0,5}{1,571 \times 1 \times 2} \\
 &= 1,2727 > 1 \dots\dots\dots \textbf{(NO)}
 \end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Converse-Labarre

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \left[ \frac{(n - 1) m + (m - 1) n}{90 m n} \right] \Theta \\
 &= 1 - \left[ \frac{(2 - 1) \times 1 + (1 - 1) \times 2}{90 \times 1 \times 2} \right] \\
 &\quad \times \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= 1 - \left[ \frac{1}{180} \times \tan^{-1} \frac{0,5}{1 \text{ m}} \right] \\
 &= 1 - 0,00257 \\
 &= 0,997433 < 1 \dots\dots\dots \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Seiler - Keeney

$$\begin{aligned}
 E_g &= \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m + n - 2)}{(75s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0,3}{m + n} \\
 &= \left[ 1 - \frac{36 \times 1,00 \times (1 + 2 - 2)}{(75 \times 1,00 - 7) \cdot (1 + 2 - 1)} \right] \\
 &\quad + \frac{0,3}{1 + 2} \\
 &= 0,735 + 0,1 \\
 &= 0,835 < 1 \quad \text{..... (OK)}
 \end{aligned}$$

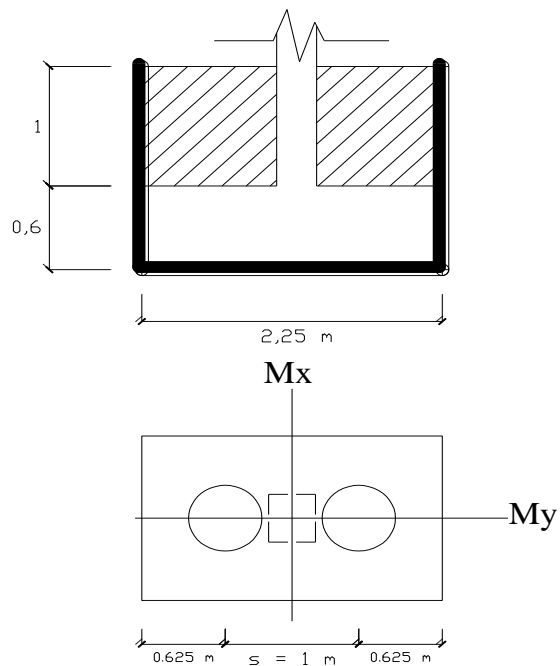
Dari hasil perhitungan diatas diambil nilai efisiensi terkecil yaitu: 0,835

Sementara untuk jarak tiang ke tepi *pilecap* ditentukan sebagai berikut:

$$s \geq 1,25 D$$

$$s \geq 0,625 \text{ m}$$

maka diambil nilai 0,625 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.



Gambar 4.34 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 2 (2 tiang)

Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang bor adalah :

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 0,835 \times 2 \text{ tiang} \times 115,24 \text{ ton} \\
 &= 192,53 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Syarat : Nilai  $Q_{pg} > \Sigma V$ , maka nilai  $\Sigma V$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 &= p \times l \times t \times B_j \text{ beton} \\
 &= (1,250 + 0,570) \times 0,6 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 3,312 \times 0,6 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 4769,86 \text{ Kg} = 4,7699 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi

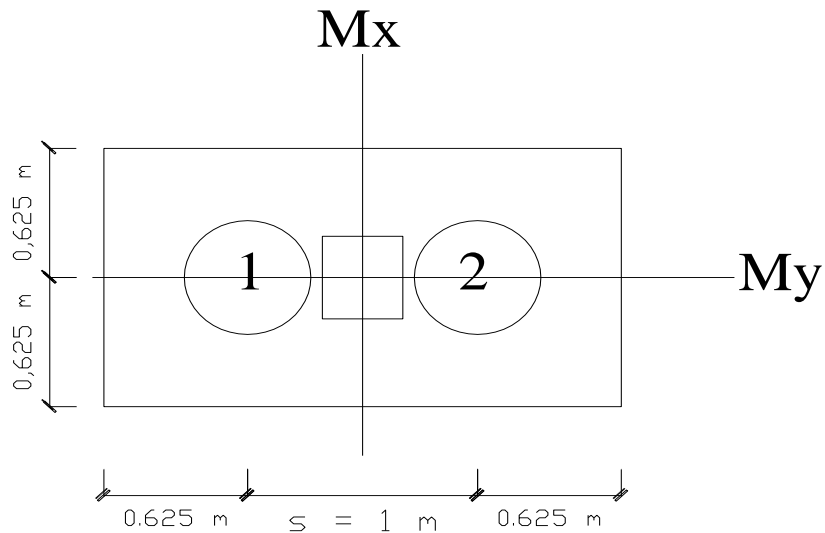
$$\begin{aligned}
 &= \text{berat 1 pondasi} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 2,074 \text{ ton} \times 2 \\
 &= 4,1486 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$\Sigma V = V + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi}$

$$\begin{aligned}
 &= 153 \text{ ton} + 4,7699 \text{ ton} + 4,1486 \text{ ton} \\
 &= 162,139 \text{ ton} < Q_{pg} = 192,53 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{(OK)}
 \end{aligned}$$



Beban maksimum yang dapat diterima oleh pondasi tiang bor akan dihitung sebagai berikut:



Gambar 4.35 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 2

Untuk  $x_1 = 0,500$  ;  $y_1 = 0$

$$\begin{aligned}
 -P_1 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\
 &= \frac{153,22}{2 \text{ tiang}} + \frac{-0,00516 \times 0,500}{2 \times 0,250} + \frac{-2,159 \times 0}{1 \times 0,000} \\
 &= 38,3052 + (-0,0052) + (0) \\
 &= 38,300 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Untuk  $x_2 = -0,500$  ;  $y_2 = 0$

$$\begin{aligned}
 -P_2 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\
 &= \frac{153,22}{2 \text{ tiang}} + \frac{-0,00516 \times -0,500}{2 \times 0,250} + \frac{-2,159 \times 0}{1 \times 0,000} \\
 &= 38,3052 + (0,00516) + (0,000) \\
 &= 38,310 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapat:

$$P_{\max} = 38,310 \text{ ton} < Q_a = 115,244 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang bor tipe 2 dengan diameter 0,5 m dengan kedalaman 6 m berjumlah 2 tiang aman digunakan.

#### 4.2.2.1.2 Perhitungan Daya Dukung Lateral

- Penentuan Kriteria Tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{41,5} \\ &= 30277,63 \text{ N/mm}^2 \\ &= 302776,32 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_p &= 1/64 \times \pi \times D^4 \\ &= 1/64 \times \pi \times 500^4 \\ &= 196640,00 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nilai rata-rata N SPT dari data SPT di sepanjang tiang adalah : 20,32

Sehingga, bila dilihat dalam tabel berikut:

Kepadatan	Dr	N <sub>SPT</sub>
Sangat lepas	< 0.15	< 4
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50

Tabel 4.41 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan N<sub>SPT</sub> Pondasi Tipe 2

Nilai 20,32 termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 0,35 - 0,65.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$N_1 = 10,00 \text{ untuk } Dr_1 = 0,35$$

$$N_2 = 30,00 \text{ untuk } Dr_2 = 0,65$$

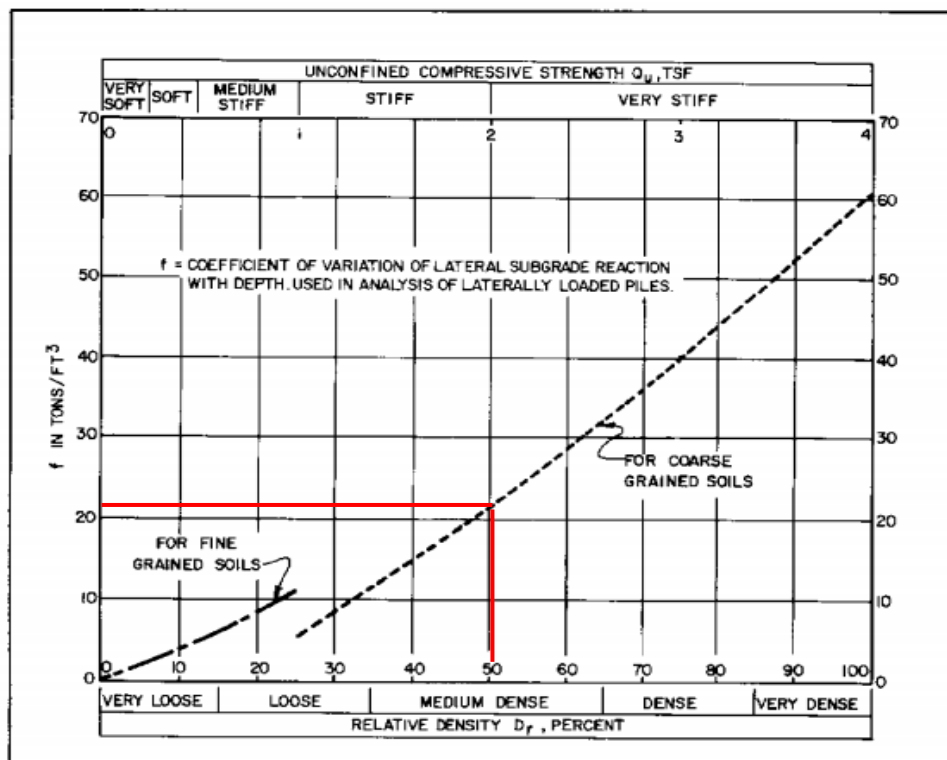
diinterpolasi sebagai berikut :

$$Dr = Dr_1 + \frac{\left[ \begin{array}{c} N \\ N_2 - N_1 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{c} N_2 - N_1 \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{c} Dr_2 - Dr_1 \end{array} \right]$$

$$Dr = 0,35 + \frac{\left[ \begin{array}{c} 20,32 - 10,000 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{c} 30,000 - 10,000 \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{c} 0,65 - 0,35 \end{array} \right]$$

$$= 0,504752632 = 50,48 \%$$

Sementara untuk nilai  $Dr = 50,48 \%$  akan dimasukkan dalam tabel berikut :



Grafik 4.4 Hubungan  $\eta_h$  dengan Kepadatan Relatif ( $Dr$ ) Tanah Pasir Pondasi Tipe 2

Menurut grafik diatas didapat nilai  $\eta_h = 23 \text{ ton/ft}^3 = 0,812 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{\eta_h}} \\
 &= \sqrt[5]{\frac{302776,3 \times 196640,00}{0,812}} \\
 &= 148,94 \text{ cm} = 1,49 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat:  $L \geq 4 T$   
 $6 \geq 5,958$

Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang panjang (Elastis).

Untuk mencari nilai beban lateral, ada beberapa parameter yang harus dicari menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

- Nilai  $\gamma$  (Berat Jenis)

Nilai kepadatan relatif ( $D_r$ ) yaitu 50,48 % diinputkan dalam tabel:

**Table 3-1**  
**Granular Soil Properties (after Teng 1962)**

Compactness	Relative Density (%)	SPT N (blows per ft)	Angle of Internal Friction (deg)	Unit Weight	
				Moist (pcf)	Submerged (pcf)
Very Loose	0-15	0-4	<28	<100	<80
Loose	16-35	5-10	28-30	95-125	55-85
Medium	36-65	11-30	31-38	110-130	60-70
Dense	66-85	31-50	37-41	110-140	65-85
Very Dense	86-100	>51	>41	>130	>75

Tabel 4.42 Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis Pondasi Tipe 2

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$D_{r1} = 36,00 \text{ untuk } \gamma_1 = 110$$

$$D_{r2} = 65,00 \text{ untuk } \gamma_2 = 130$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\gamma = \gamma_1 + \frac{\left[ \begin{array}{cc} Dr & - & Dr_1 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{cc} Dr_2 & - & Dr_1 \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{cc} \gamma_2 & - & \gamma_1 \end{array} \right]$$

$$\gamma = 110 + \frac{\left[ \begin{array}{cc} 50,48 & - & 36,000 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{cc} 65,000 & - & 36,000 \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{cc} 130 & - & 110 \end{array} \right]$$

$$= 119,98 \text{ Pcf} = 1,92 \text{ ton/m}^3$$

- Nilai  $\phi$  (Sudut Geser)

Nilai kepadatan relatif (Dr) yaitu 0,5048 diinputkan dalam tabel:

Kepadatan	Dr	N <sub>SPT</sub>	qc	$\phi$
Sangat lepas	< 0.15	< 4	< 20	< 30
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10	20 - 40	30 - 45
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50	> 200	> 45

Tabel 4.43 Korelasi Nilai SPT dengan Kepadatan Relatif, qc, dan Sudut Geser Pondasi Tipe 2

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$Dr_1 = 0,35 \text{ untuk } \phi_1 = 35$$

$$Dr_2 = 0,65 \text{ untuk } \phi_2 = 40$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\phi = \phi_1 + \frac{\left[ \begin{array}{cc} Dr & - & Dr_1 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{cc} Dr_2 & - & Dr_1 \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{cc} \phi_2 & - & \phi_1 \end{array} \right]$$

$$\phi = 35 + \frac{\left[ \begin{array}{cc} 0,50 & - & 0,350 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{cc} 0,650 & - & 0,350 \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{cc} 40 & - & 35 \end{array} \right]$$

$$= 37,58^\circ$$

- Nilai K<sub>p</sub>

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

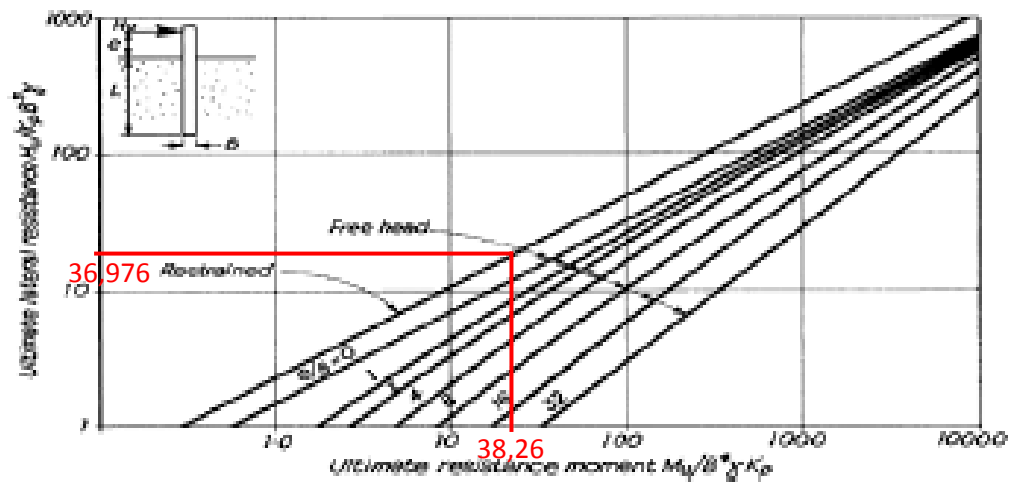
$$= \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{37,58^\circ}{2} \right)$$

$$= 2,031$$

Dari ketiga nilai diatas akan didapatkan nilai berikut:

$$\begin{aligned}
 \frac{Mu}{B^4 \cdot \gamma \cdot K_p} &= \frac{1/8 \times q \times L^2}{0,5^4 \times 1,92 \times 2,031} \\
 &= \frac{1/8 \times 2,074 \times 6^2}{0,5^4 \times 1,92 \times 2,031} \\
 &= 38,26 \text{ ton m}
 \end{aligned}$$

Jika nilai Mu dimasukkan dalam grafik:



Grafik 4.5 Hubungan antara  $Mu/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$  dan  $Hu/Kp \cdot B^3 \cdot \gamma$  Pondasi Tipe 2

Maka akan mendapatkan nilai  $Hu/Kp \cdot B^3 \cdot \gamma$  yaitu : 36,972

Sehingga didapat:

$$\begin{aligned}
 X_o &= 0,82 \times \left( \frac{Hu}{\gamma \cdot B \cdot K_p} \right)^{0.5} \\
 &= 0,82 \times \left( 36,97159 \right)^{0.5} \\
 &= 4,98595
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Hu &= \frac{2 \times Mu}{e + 0,67 \cdot X_o} \\
 &= \frac{2 \times 9,33}{0 + 0,67 \times 4,98595} \\
 &= 5,5884 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Daya dukung lateral yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned} H_{u_a} &= \frac{H_u}{2,5} \\ &= \frac{5,588411357}{2,5} \\ &= 2,235 \text{ ton} \end{aligned}$$

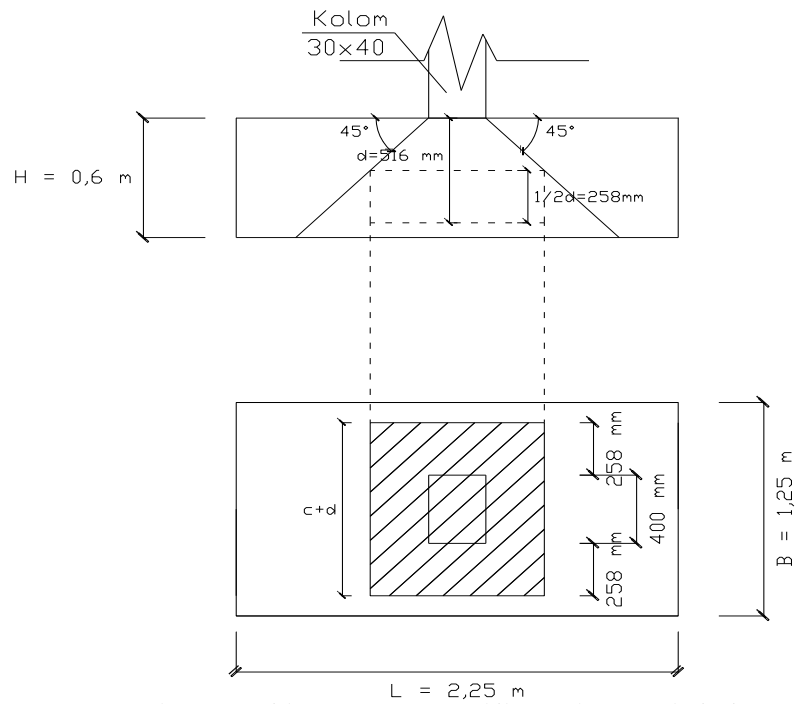
Nilai Fx dari ETABS adalah : 2273,740 kg = 2,274 ton

Nilai Fx akan dibagi sejumlah tiang yang sudah dihitung sebelumnya  
yaitu 2 tiang

$$\frac{F_x}{2 \text{ tiang}} = \frac{2,274 \text{ ton}}{2 \text{ tiang}} = 1,14 \text{ ton} < 2,235 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$

- Kontrol Geser Pons Pondasi Tipe 2

### 1. Geser Pons akibat kolom



Gambar 4.36 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 1

#### - Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\
 &= 600 - 75 - 9,5 \\
 &= 516 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### - Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}
 b_o &= 2(c + d) + 2(b + d) \\
 &= 2 \times (400 + 516) + 2 \times (300 + 516)
 \end{aligned}$$



$$= 3462 \text{ mm}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{40}{30} = 1,33$$

- $\alpha_s = 40$  (karena termasuk kolom bagian dalam)
- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1,33} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 3462 \times 516 \\ &\quad \times 10^{-3} \\ &= 5749 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 5749 \text{ kN} \\ &= 3449,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{40 \times 516}{3462} + \sqrt{41,5} \right) \times 3462 \\ &\quad \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 7058 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 7058 \text{ kN} \\ &= 4234,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 3462 \times 515,5 \times 10^{-3} \\ &= 3832 \text{ kN} \end{aligned}$$

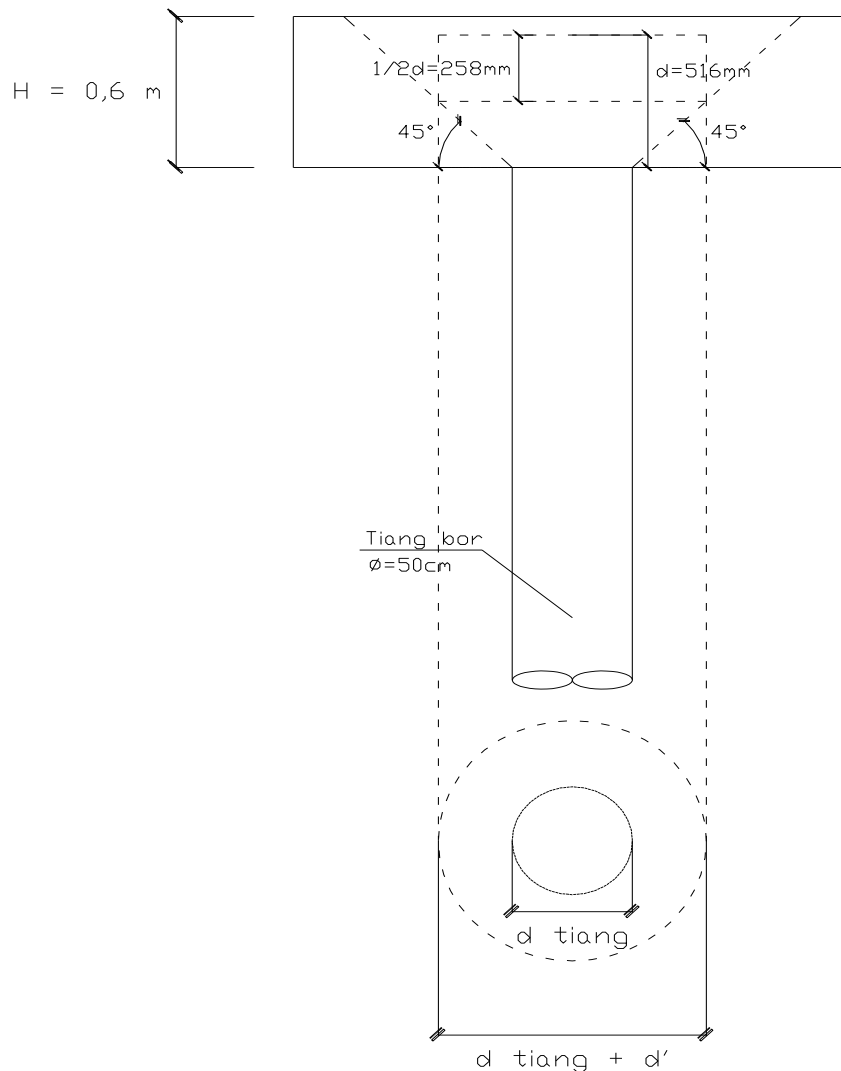
$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0,6 \times 3832 \text{ kN} \\
 &= 2299,37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu: 2299,37 kN

Maka  $V = 153221 \text{ Kg} = 1532,21 \text{ kN} < 2299,37 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

Karena  $V < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

## 2. Geser Pons akibat tiang pondasi



Gambar 4.27 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 2

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\ &= 600 - 75 - 9,5 \\ &= 516 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= 4 (c + d) \\ &= 4 \times (500 + 516) \\ &= 4062 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{50}{50} = 1,00$$

- $\alpha_s = 40$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1,00} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4062 \times 516 \\ &\quad \times 10^{-3} \\ &= 8994 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 8994 \text{ kN} \\ &= 5396,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{41,5} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{40 \times 516}{4062} + \sqrt{41,5} \right) \times 4062 \\ &\quad \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 8127 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 8127 \text{ kN} \\ &= 4876,45 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4062 \times 515,5 \times 10^{-3} \\ &= 4496 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 4496 \text{ kN} \\ &= 2698 \text{ kN}\end{aligned}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu: 2697,88 kN

Maka  $P_{\max} = 102068 \text{ Kg} = 1020,68 \text{ kN} < 2697,9 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

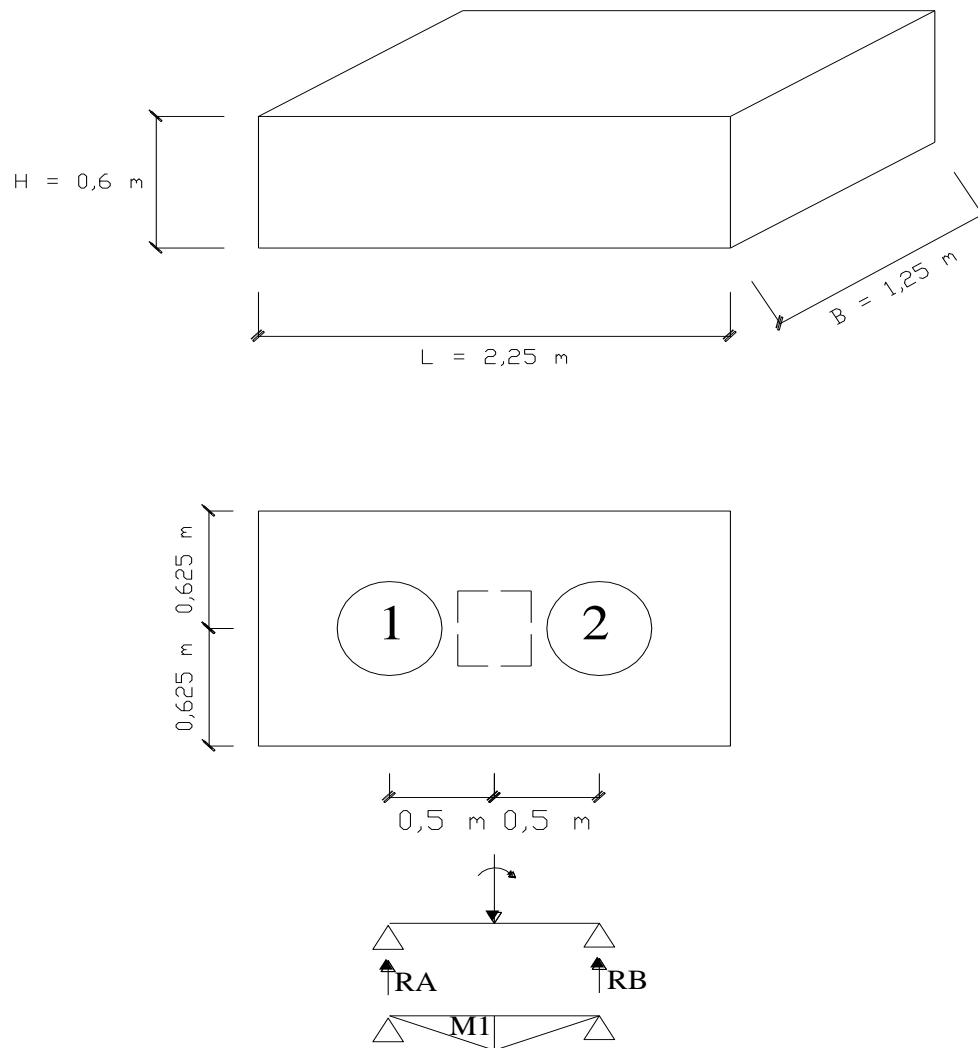
Karena  $P_{\max} < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

#### 4.2.2.2 Perhitungan Penulangan Pondasi Tipe 2

##### 4.2.2.2.1 Perhitungan Penulangan Pile Cap Pondasi Tipe 2

Untuk penulangan pilecap pondasi sebagai berikut:

- Penulangan arah x dan y



Gambar 4.38 Skema Pembebanan *Pilecap* Pondasi Tipe 2

$$\begin{aligned} R_A &= P_1 + P_2 \\ &= 38,300 \text{ ton} + 38,310 \text{ ton} \\ &= 76,61 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen yang bekerja} = M_1 &= 76,61 \text{ ton} \times 0,5 \text{ m} \\ &= 38,31 \text{ ton m} \end{aligned}$$

$$M_u = M_1 = 38305,198 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{38305 \times 10^4}{0,9} = 425613306 \text{ Nmm}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pilecap} = 600,0 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = D 19$$

$$\text{Tulangan tekan} = D 19$$

$$\text{Direncanakan menggunakan tulangan pokok : } D 19$$

$$\begin{aligned} d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan} \\ &= 600 - 75 - \left( \frac{1}{2} \cdot D 19 \right) \\ &= 516 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d} \\ &= \frac{425613305,6}{1000 \times 516^2} = 1,602 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{390}{0,85 \times 41,5} = 11,056 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= 0,85 \left[ \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,85 \left[ \frac{0,85 \times 41,5}{390} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + 390} \right] \\ &= 0,047\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,047 = 0,035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390} = 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{ada}} &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{11,056} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,056 \times 1,602}{390}} \right] \\ &= 0,0042\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{syarat, } \rho_{\min} &\leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max} \\ 0,00359 &< 0,0042 < 0,035\end{aligned}$$

maka digunakan  $A_s = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{ada}} \times b \times d \\ &= 0,0042 \times 1000 \times 515,5 \\ &= 2167,38 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{2167,38}{283,385} = 7,6 \approx 8\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 8 \times 283,385 \\ &= 2267,08 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$s = \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{n-1}$$

$$= \frac{925}{7} = 132,14 \approx 130 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah      D 19 - 130 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tekan :      D 19

$$A_{s_{\text{tekan}}} = 20\% \times A_{s_{\text{perlu}}}$$

$$= 20\% \times 2167,379$$

$$= 1083,690 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{tekan}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

$$= \frac{1083,69}{283,385} = 3,82 \approx 4$$

$$A_{s_{\text{ada}}} = n \times \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= 4 \times 283,385$$

$$= 1133,540 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{n-1}$$

$$= \frac{925}{3} = 308,33 \approx 300 \text{ mm}$$

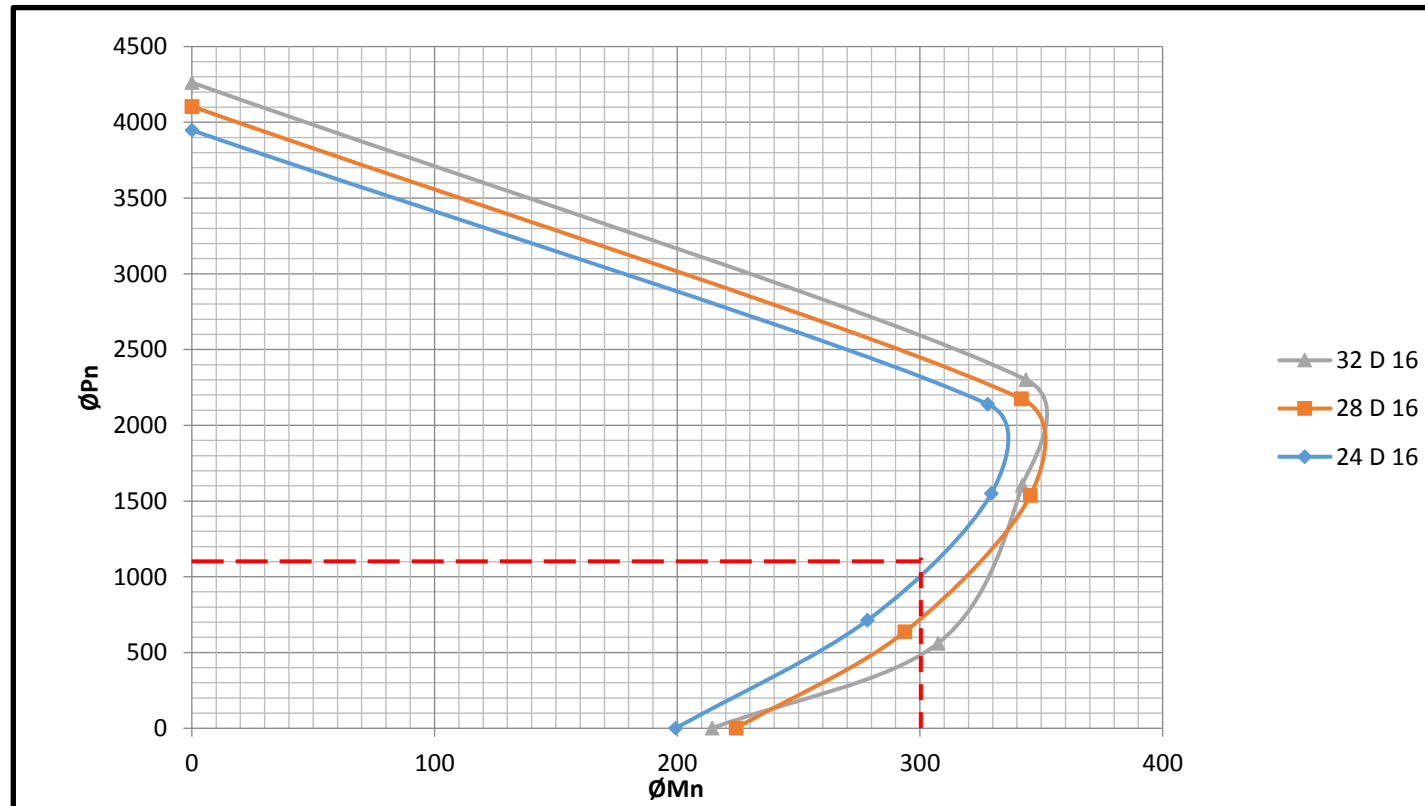
Digunakan tulangan pokok tekan/atas      D 19 - 300 mm



#### 4.2.2.2.2 Perhitungan Penulangan Pokok Pondasi Tipe 2

Diketahui :

- $M_n$  Pondasi Tipe 2 : 308,569 kN m
- $P_n$  Pondasi Tipe 2 : 1134,974 kN



Grafik 4.6 Diagram Interaksi Tulangan Pokok Pondasi Tipe 2

Jadi, dapat disimpulkan bahwa pondasi tipe 1 menggunakan tulangan pokok 24 D 16.

#### 4.2.1.2.3 Perencanaan Tulangan Spiral Pondasi Tipe 2

- Data Perencanaan

Pmax	= 162,139217 ton
Mutu Beton	= 41,5 MPa
Mutu Baja	= 390 MPa
D tulangan	= 16 mm
Diameter sengkang	= 10 mm
Diameter tiang	= 500 mm
Tebal selimut	= 75 mm

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \phi_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} D_{\text{pokok}} \\&= 75 + 10 + 8 \\&= 93,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{Diameter pondasi} - (2 \times d') \\&= 500 \text{ mm} - 93 \text{ mm} \\&= 407,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Diameter inti tiang bor (Dc)

$$\begin{aligned}D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\&= 500 \text{ mm} - (2 \times 75) \\&= 350 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Luas penampang inti bor (Ac)

$$\begin{aligned}A_c &= \left( \frac{1}{4} \times \pi D_c^2 \right) \\&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 122500 \\&= 96162,50 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas penampang inti tiang bor

$$\begin{aligned} A_g &= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2 \right) \\ &= \left( \frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \right) \\ &= 196250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[ \frac{f_{c'}}{f_y} \right] \\ &= 0,45 \times \left[ \frac{196250}{96162,5} - 1 \right] \times \left[ \frac{41,5}{390} \right] \\ &= 0,04984 \end{aligned}$$

- $V_c = 0$ , apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial} &< A_g \cdot f_c' / 20 \\ 162,139 \text{ N} &< 196250 \times 41,5 / 20 \\ 162,139 \text{ N} &< 407218,75 \text{ ..... (memenuhi)} \end{aligned}$$

karena  $V_c > A_g \cdot f_c' / 20$  maka  $V_c$  akan dihitung dengan rumus sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left[ 1 + \frac{Nu}{14 \cdot A_g} \right] \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left[ 1 + \frac{162,139 \text{ N}}{14 \times 196250} \right] \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 500 \\ &\quad \times 407 \\ &= 222875,850 \text{ N} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm}$

Sedangkan menurut SNI 2847-2013 Pasal 7.10.4.3 spasi bersih antar spiral harus berada dalam syarat berikut :

$$\begin{aligned} 25 \text{ mm} + D \text{ tul utama} &< S < 75 \text{ mm} + D \text{ tul utama} \\ 25 \text{ mm} + 16 \text{ mm} &< S < 75 \text{ mm} + 16 \text{ mm} \\ 41 \text{ mm} &< S < 91 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai sengkang 2 kaki  $D_{10}$  dengan spasi 90 mm

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157,14 \times 390 \times 407}{90} \\ &= 277147,619 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$\begin{aligned} V_s &\leq 0,66 \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ V_s &\leq 0,66 \sqrt{41,5} \times 500 \times 407 \\ 277147,619 \text{ N} &\leq 865231,65 \text{ N} \quad \text{..... OK} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0,75 [ 277147,619 + 222875,850 ] \\ &= 375017,601 \text{ N} > V_u = 47999,700 \text{ N} \quad \text{..... OK} \end{aligned}$$

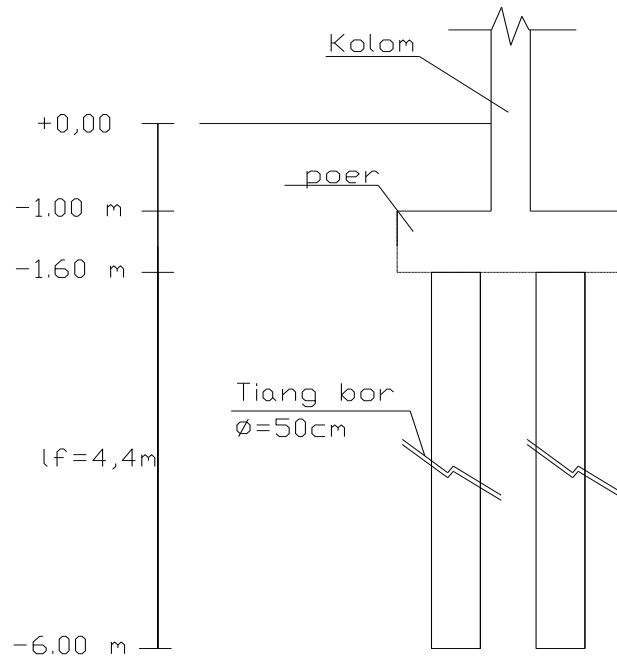
Jadi untuk penulangan geser di luar sendi plastis dipasang tulangan geser

$$2 \text{ kaki } D_{10} - 90$$

### 4.2.3 Pondasi Tipe 3

#### 4.2.3.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 3

##### 4.2.3.1.1 Perhitungan Daya Dukung Aksial



Gambar 4.39 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 3

Berikut adalah data pondasi yang direncanakan:

- Gaya Vertikal ( $F_z$ ) : 102068 Kg = 102,068 ton
- Momen arah X ( $M_x$ ) : 3884 Kg = 3,88 ton
- Momen arah Y ( $M_y$ ) : -10,82 Kg = -0,011 ton
- Diameter tiang ( $D$ ) : 50 cm = 0,50 m
- Kedalaman tiang ( $H$ ) : 6,0 m
- Tebal pilecap ( $H_p$ ) : 0,60 m
- Panjang tiang bor ( $L_f$ ) : 4,4 m
- Luas penampang ( $A_p$ ) :  $\frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 0,50^2$   
= 0,20 m<sup>2</sup>
- Keliling tiang bor ( $P$ ) :  $\pi D = \pi \times 0,50$   
= 1,57 m

- Luas selimut ( $A_s$ ) :  $P \cdot H = 1,57 \text{ m} \times 6,0 \text{ m}$   
 $= 9,43 \text{ m}^2$
- Berat sendiri ( $W_p$ ) :  $A_p \cdot L_f \cdot B_j = 0,2 \times 4,4 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$   
 $= 2074,3 \text{ Kg}$   
 $= 2,074 \text{ ton}$

Berdasarkan dengan rumus daya dukung tiang bor yaitu:

$$Q_u = 40 \times N_b \times A_p + 0,1 \times N \times A_s - W_p$$

maka dilakukan perhitungan berikut:

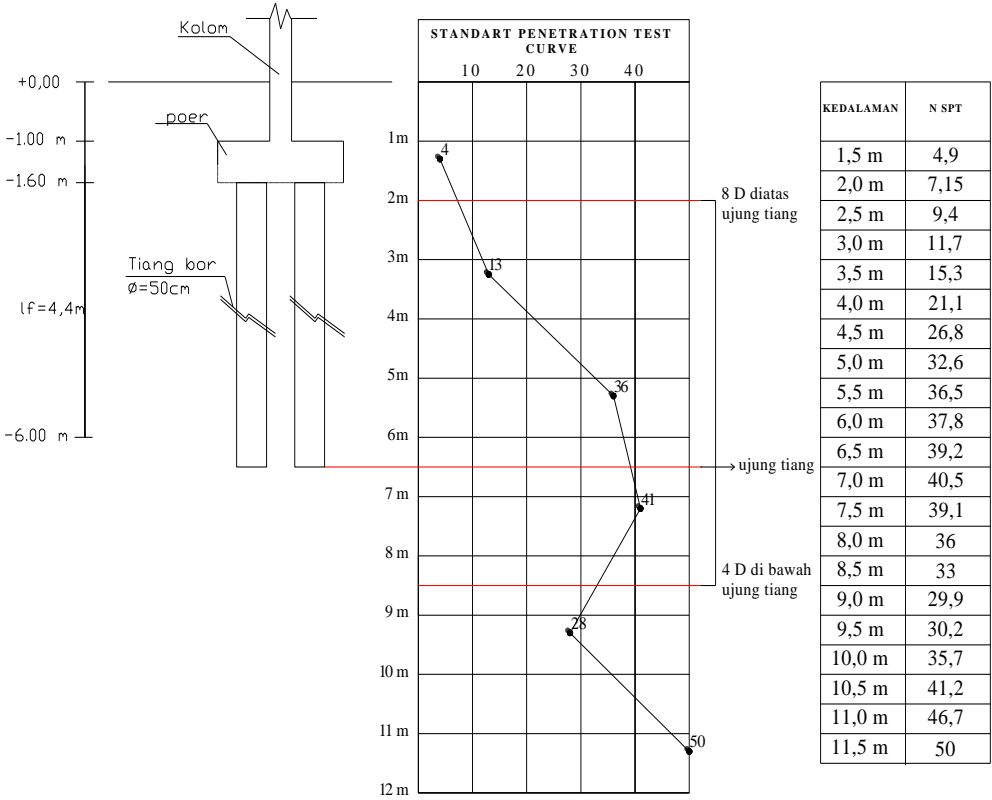
- Menghitung nilai  $N_b$

Nilai  $N_{\text{SPT}}$  pada tanah sekitar ujung tiang ( $N_b$ ) dihitung rata-rata antara

8D diatas dasar tiang hingga 4D di bawah dasar tiang, yaitu :

- 8 D diatas ujung tiang  $= 6,0 \text{ m} - 8 \text{ D}$   
 $= 6,0 \text{ m} - (8 \times 0,50 \text{ m})$   
 $= 2,0 \text{ m}$
- 4 D dibawah ujung tiang  $= 6,0 \text{ m} + 4 \text{ D}$   
 $= 6,0 \text{ m} + (4 \times 0,50 \text{ m})$   
 $= 8,0 \text{ m}$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka dapat digambarkan:



Gambar 4.40 Rencana Pondasi Tipe 2 dan Grafik N-SPT

Berikut ini adalah tabel NSPT pada kedalaman 2 m sampai 8 m :

Kedalaman (m)	N <sub>SPT</sub>
2	7,2
2,5	9,4
3	11,7
3,5	15,3
4	21,1
4,5	26,8
5	32,6
5,5	36,5
6	37,8
6,5	39,2
7	40,5
7,5	39,1
8	36,0
<b>Σ N<sub>SPT</sub></b>	<b>353</b>

Tabel 4.44 Nilai NSPT pada kedalaman 2 m sampai 8 m Pondasi Tipe 3

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{\Sigma N_{\text{SPT}} \text{ rata-rata}}{13} \\
 &= \frac{353}{13} \\
 &= 27,16 \approx 27
 \end{aligned}$$



- Menghitung nilai  $N$

Sementara nilai  $N$  didapat dari nilai rata-rata uji SPT di sepanjang tiang dapat dilihat pada kedalaman 1.5 m sampai 6 m yaitu sebagai berikut :

Kedalaman (m)	$N_{SPT}$
1,5	4,9
2	7,2
2,5	9,4
3	11,7
3,5	15,3
4	21,1
4,5	26,8
5	32,6
5,5	36,5
6	37,8
$\Sigma N_{SPT}$	<b>203</b>

Tabel 4.45 Nilai  $N_{SPT}$  di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe 3

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\Sigma N_{SPT} \text{ rata-rata}}{10} \\
 &= \frac{203}{10} \\
 &= 20,32 \approx 20
 \end{aligned}$$

Maka dari itu maka nilai daya dukung tiang bor adalah:

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 40 \times N_b \times A_p + 0,1 \times N \times A_s - w_p \\
 &= 40 \times 27 \times 0,196 + 0,1 \times 20 \times 9,43 - 2,074 \text{ ton} \\
 &= 213,406 + 19,156 - 2,074 \\
 &= 230,488 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) terlebih dulu akan ditentukan Faktor Keamanan sesuai tabel berikut:

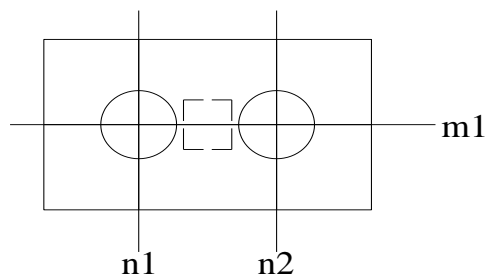
Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Tabel 4.46 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 3

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} = \frac{230,488 \text{ ton}}{2,5} = 115,244 \text{ ton}$$

Sehingga dapat dicari jumlah tiang bor ( $n$ ) yaitu:

$$n = \frac{P}{Q_a} = \frac{102,068 \text{ ton}}{115,244 \text{ ton}} = 0,89 \text{ tiang} \approx 1 \text{ tiang, dicoba 2 tiang}$$



Gambar 4.41 Rencana Susunan Pondasi Tipe 3 (2 tiang)

dimana :  $m$  (jumlah baris tiang) : 1 tiang

$n$  (jumlah kolom tiang) : 2 tiang

Jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2} \\
 &= \frac{1,57 \times 0,5 \times 1 \times 2 - 2 \times 0,5}{1 + 2 - 2} \\
 &= \frac{0,57}{1} = 0,57 \text{ m} < 3 D = 1,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Syarat jarak minimum tiang adalah:  $S > 2D$

$$S > 1 \text{ m}$$

Maka akan dicoba  $s = 1 \text{ m}$

Karena  $S < 3 D$ , maka diperlukan perhitungan efisiensi grup tiang ( $E_g$ ) :

- Berdasarkan Formula Sederhana

$$\begin{aligned} E_g &= \frac{2(m+n-2)s + 4D}{P \times m \times n} \\ &= \frac{2 \times (1 + 2 - 2) \times 1,00 + 4 \times 0,5}{1,571 \times 1 \times 2} \\ &= 1,2727 > 1 \quad \text{..... (NO)} \end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Converse-Labarre

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \Theta \\ &= 1 - \left[ \frac{(2-1) \times 1 + (1-1) \times 2}{90 \times 1 \times 2} \right] \\ &\quad \times \tan^{-1} \frac{D}{s} \\ &= 1 - \left[ \frac{1}{180} \right] \times \tan^{-1} \frac{0,5}{1 \text{ m}} \\ &= 1 - 0,00257 \\ &= 0,997433 < 1 \quad \text{..... (OK)} \end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Seiler - Keeney

$$\begin{aligned} E_g &= \left[ 1 - \frac{36 \cdot s(m+n-2)}{(75s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\ &= \left[ 1 - \frac{36 \times 1,00 \times (1 + 2 - 2)}{(75 \times 1,00 - 7) \cdot (1 + 2 - 1)} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{0,3}{1 + 2} \\
& = 0,735 + 0,1 \\
& = 0,835 < 1 \quad \text{..... (OK)}
\end{aligned}$$

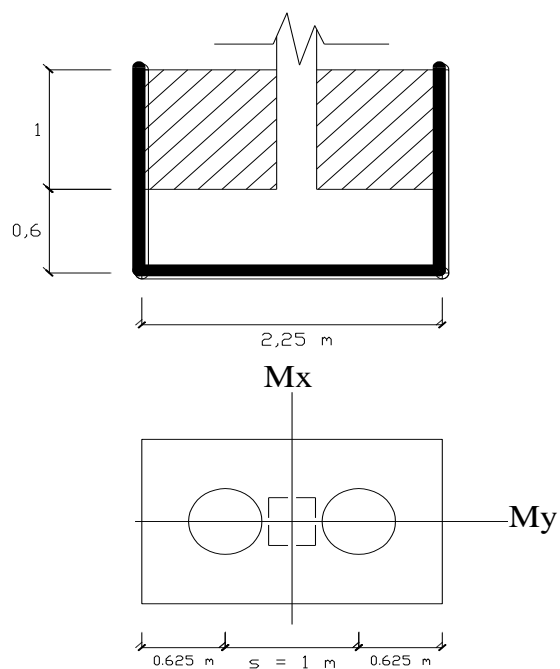
Dari hasil perhitungan diatas diambil nilai efisiensi terkecil yaitu: 0,835

Sementara untuk jarak tiang ke tepi *pilecap* ditentukan sebagai berikut:

$$s \geq 1,25 D$$

$$s \geq 0,625 \text{ m}$$

maka diambil nilai 0,625 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.



Gambar 4.32 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 3 (2 tiang)

Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang bor adalah :

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 0,835 \times 2 \text{ tiang} \times 115,24 \text{ ton} \\
 &= 192,53 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Syarat : Nilai  $Q_{pg} > \Sigma V$ , maka nilai  $\Sigma V$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 &= p \times l \times t \times B_j \text{ beton} \\
 &= (1,250 + 0,570) \times 0,6 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 3,312 \times 0,6 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 4769,86 \text{ Kg} = 4,7699 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

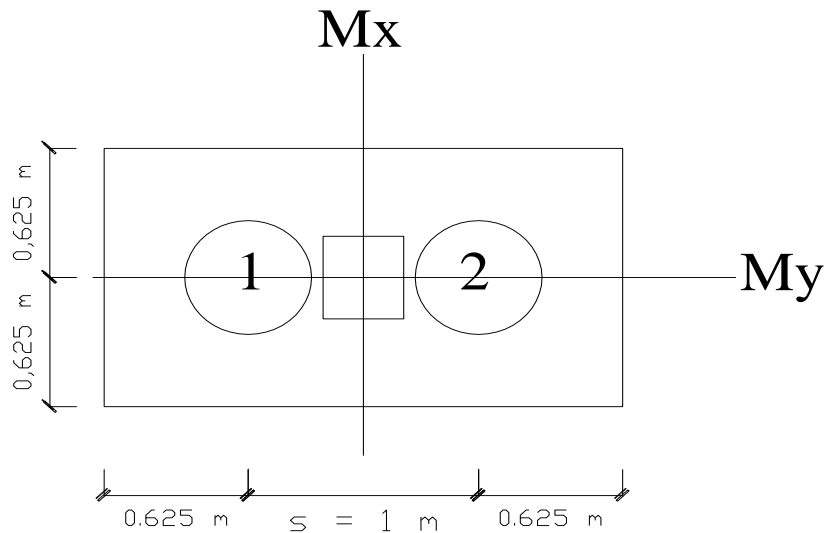
- Menghitung berat pondasi

$$\begin{aligned}
 &= \text{berat 1 pondasi} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 2,074 \text{ ton} \times 2 \\
 &= 4,1486 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$\Sigma V = V + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi}$

$$\begin{aligned}
 &= 102 \text{ ton} + 4,7699 \text{ ton} + 4,1486 \text{ ton} \\
 &= 110,987 \text{ ton} < Q_{pg} = 192,53 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

Beban maksimum yang dapat diterima oleh pondasi tiang bor akan dihitung sebagai berikut:



Gambar 4.43 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 3

Untuk  $x_1 = 0,500$  ;  $y_1 = 0$

$$\begin{aligned}
 -P_1 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\
 &= \frac{102,07}{2 \text{ tiang}} + \frac{-0,01082 \times 0,500}{2 \times 0,250} + \frac{3,884 \times 0}{1 \times 0,000} \\
 &= 25,5171 + (-0,0108) + (0) \\
 &= 25,506 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Untuk  $x_2 = -0,500$  ;  $y_2 = 0$

$$\begin{aligned}
 -P_2 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\
 &= \frac{102,07}{2 \text{ tiang}} + \frac{-0,01082 \times -0,500}{2 \times 0,250} + \frac{3,884 \times 0}{1 \times 0,000} \\
 &= 25,5171 + (0,01082) + (0,000) \\
 &= 25,528 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapat:

$$P_{\max} = 25,528 \text{ ton} < Q_a = 115,244 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang bor tipe 1 dengan diameter 0,5 m dengan kedalaman 6 m berjumlah 2 tiang aman digunakan.

#### 4.2.3.1.2 Perhitungan Daya Dukung Lateral

- Penentuan Kriteria Tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{41,5} \\ &= 30277,63 \text{ N/mm}^2 \\ &= 302776,32 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_p &= 1/64 \times \pi \times D^4 \\ &= 1/64 \times \pi \times 50^4 \\ &= 196640,00 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nilai rata-rata N SPT dari data SPT di sepanjang tiang adalah : 20,32

Sehingga, bila dilihat dalam tabel berikut:

Kepadatan	Dr	N <sub>SPT</sub>
Sangat lepas	< 0.15	< 4
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30
Padat	0.65 - 0.85	30 -50
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50

Tabel 4.47 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan N<sub>SPT</sub>

Nilai 20,32 termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 0,35 - 0,65.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:



$N_1 = 10,00$  untuk  $Dr_1 = 0,35$

$N_2 = 30,00$  untuk  $Dr_2 = 0,65$

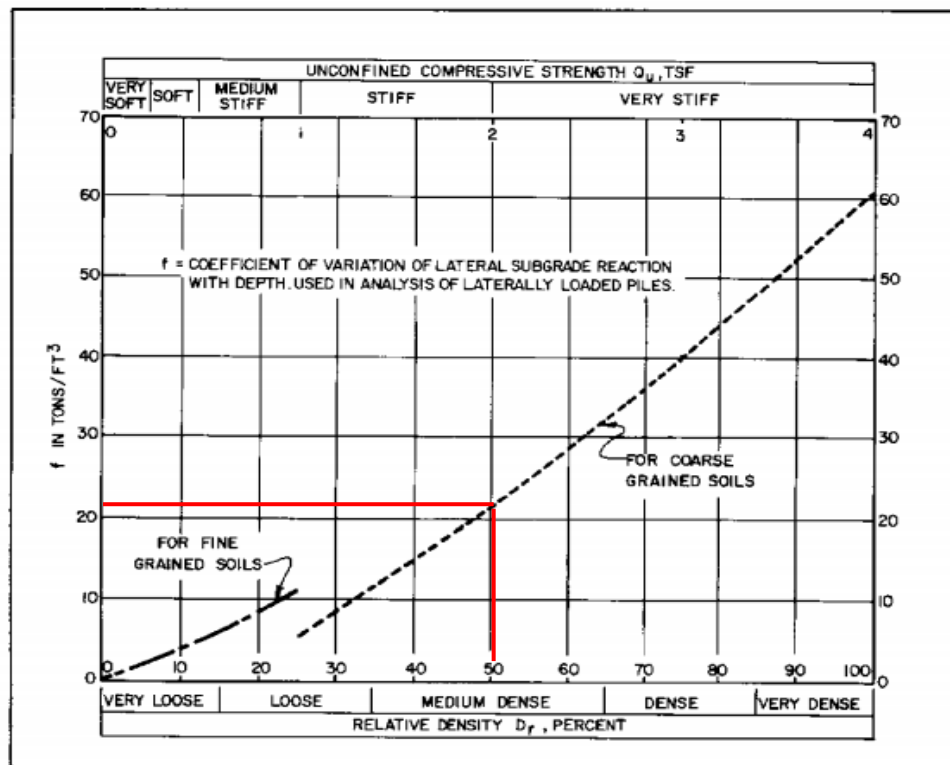
diinterpolasi sebagai berikut :

$$Dr = Dr_1 + \left[ \frac{N - N_1}{N_2 - N_1} \right] \times [Dr_2 - Dr_1]$$

$$Dr = 0,35 + \left[ \frac{20,32 - 10,000}{30,000 - 10,000} \right] \times [0,65 - 0,35]$$

$$= 0,504752632 = 50,48 \%$$

Sementara untuk nilai  $Dr = 50,48 \%$  akan dimasukkan dalam tabel berikut :



Grafik 4.7 Hubungan  $\eta_h$  dengan Kepadatan Relatif ( $Dr$ ) Tanah Pasir Pondasi Tipe 3

Menurut grafik diatas didapat nilai  $\eta_h = 23 \text{ ton/ft}^3 = 0,812 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{\eta_h}} \\
 &= \sqrt[5]{\frac{302776,3 \times 196640,00}{0,812}} \\
 &= 148,94 \text{ cm} = 1,49 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat:  $L \geq 4 T$   
 $6 \geq 5,958$

Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang panjang (Elastis).

Untuk mencari nilai beban lateral, ada beberapa parameter yang harus dicari menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

- Nilai  $\gamma$  (Berat Jenis)

Nilai kepadatan relatif ( $D_r$ ) yaitu 50,48 % diinputkan dalam tabel:

Compactness	Relative Density (%)	SPT N (blows per ft)	Angle of Internal Friction (deg)	Unit Weight	
				Moist (pcf)	Submerged (pcf)
Very Loose	0-15	0-4	<28	<100	<60
Loose	16-35	5-10	28-30	95-125	55-85
Medium	36-65	11-30	31-38	110-130	60-70
Dense	66-85	31-50	37-41	110-140	65-85
Very Dense	86-100	>51	>41	>130	>75

Tabel 4.48 Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis Pondasi Tipe 3

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$D_{r1} = 36,00 \text{ untuk } \gamma_1 = 110$$

$$D_{r2} = 65,00 \text{ untuk } \gamma_2 = 130$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\gamma = \gamma_1 + \left[ \frac{D_r - D_{r1}}{D_{r2} - D_{r1}} \right] \times \left[ \gamma_2 - \gamma_1 \right]$$

$$\gamma = 110 + \frac{\left[ \begin{array}{cc} 50,48 & - & 36,000 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{cc} 65,000 & - & 36,000 \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{cc} 130 & - & 110 \end{array} \right]$$

$$= 119,98 \text{ Pcf} = 1,92 \text{ ton/m}^3$$

- Nilai  $\phi$  (Sudut Geser)

Nilai kepadatan relatif (Dr) yaitu 0,5048 diinputkan dalam tabel:

Kepadatan	Dr	N <sub>SPT</sub>	qc	$\phi$
Sangat lepas	< 0.15	< 4	< 20	< 30
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10	20 - 40	30 - 45
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50	> 200	> 45

Tabel 4.49 Korelasi Nilai SPT dengan Kepadatan Relatif, qc, dan Sudut Geser

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$Dr_1 = 0,35 \text{ untuk } \phi_1 = 35$$

$$Dr_2 = 0,65 \text{ untuk } \phi_2 = 40$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\phi = \phi_1 + \frac{\left[ \begin{array}{cc} Dr & - & Dr_1 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{cc} Dr_2 & - & Dr_1 \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{cc} \phi_2 & - & \phi_1 \end{array} \right]$$

$$\phi = 35 + \frac{\left[ \begin{array}{cc} 0,50 & - & 0,350 \end{array} \right]}{\left[ \begin{array}{cc} 0,650 & - & 0,350 \end{array} \right]} \times \left[ \begin{array}{cc} 40 & - & 35 \end{array} \right]$$

$$= 37,58^\circ$$

- Nilai Kp

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

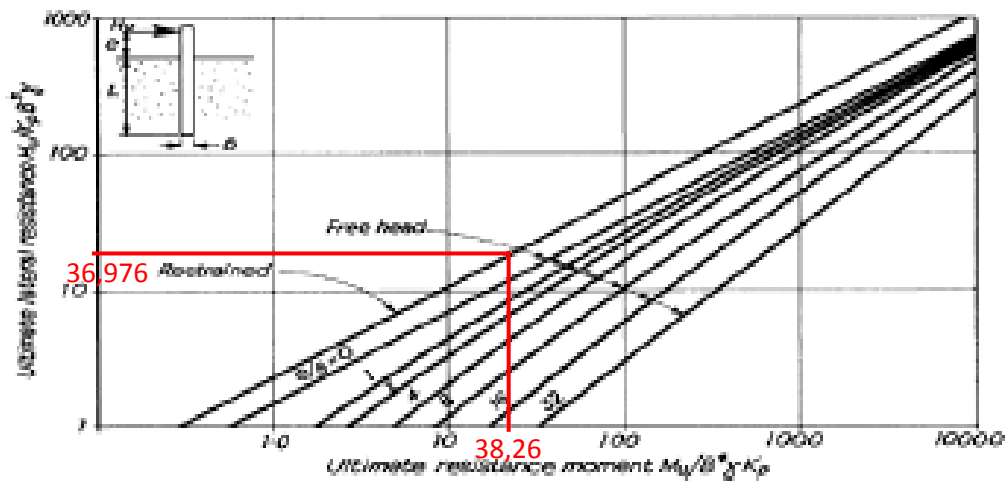
$$= \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{37,58^\circ}{2} \right)$$

$$= 2,031$$

Dari ketiga nilai diatas akan didapatkan nilai berikut:

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{B^4 \cdot \gamma \cdot K_p} &= \frac{1/8 \times q \times L^2}{0,5^4 \times 1,92 \times 2,031} \\ &= \frac{1/8 \times 2,074 \times 6^2}{0,5^4 \times 1,92 \times 2,031} \\ &= 38,26 \text{ ton m} \end{aligned}$$

Jika nilai Mu dimasukkan dalam grafik:



Grafik 4.8 Hubungan antara  $Mu/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$  dan  $Hu/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$  Pondasi Tipe 3

Maka akan mendapatkan nilai  $Hu/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$  yaitu : 36,972

Sehingga didapat:

$$\begin{aligned} X_o &= 0,82 \times \left( \frac{Hu}{\gamma \cdot B \cdot K_p} \right)^{0.5} \\ &= 0,82 \times \left( 36,97159 \right)^{0.5} \\ &= 4,98595 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Hu &= \frac{2 \times Mu}{e + 0,67 \cdot X_o} \\ &= \frac{2 \times 9,33}{0 + 0,67 \times 4,98595} \\ &= 5,5884 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung lateral yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned} H_{u_a} &= \frac{H_u}{2,5} \\ &= \frac{5,588411357}{2,5} \\ &= 2,235 \text{ ton} \end{aligned}$$

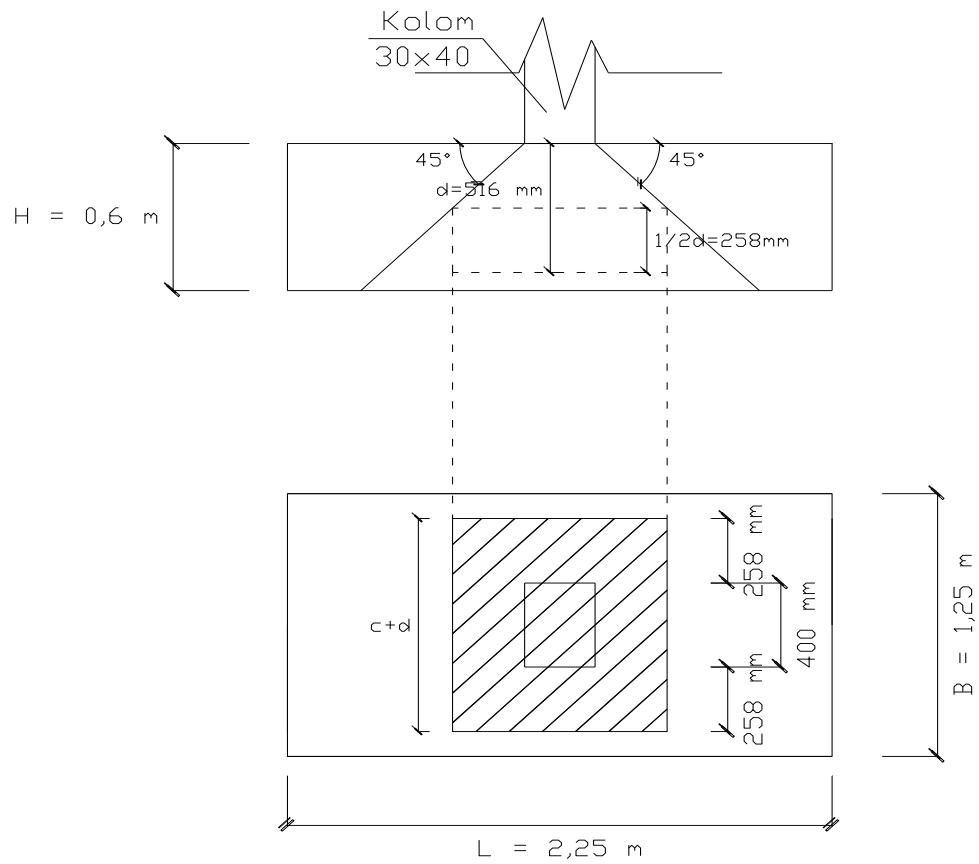
Nilai Fx dari ETABS adalah : 2830,960 kg = 2,831 ton

Nilai Fx akan dibagi sejumlah tiang yang sudah dihitung sebelumnya  
yaitu 2 tiang

$$\frac{F_x}{2 \text{ tiang}} = \frac{2,831 \text{ ton}}{2 \text{ tiang}} = 1,42 \text{ ton} < 2,235 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$

- Kontrol Geser Pons Pondasi Tipe 1

1. Geser Pons akibat kolom



Gambar 4.44 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 3

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\
 &= 600 - 75 - 8 \\
 &= 517 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}
 b_o &= 2(c + d) + 2(b + d) \\
 &= 2 \times (400 + 517) + 2 \times (300 + 517)
 \end{aligned}$$

$$= 3468 \text{ mm}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{40}{30} = 1,33$$

- $\alpha_s = 40$  (karena termasuk kolom bagian dalam)
- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1,33} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 3468 \times 517 \\ &\quad \times 10^{-3} \\ &= 5776 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 5776 \text{ kN} \\ &= 3465,69 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{40 \times 517}{3468} + \sqrt{41,5} \right) \times 3468 \\ &\quad \times 517 \times 10^{-3} \\ &= 7092 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 7092 \text{ kN} \\ &= 4254,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 3468 \times 517 \times 10^{-3} \\ &= 3850 \text{ kN} \end{aligned}$$

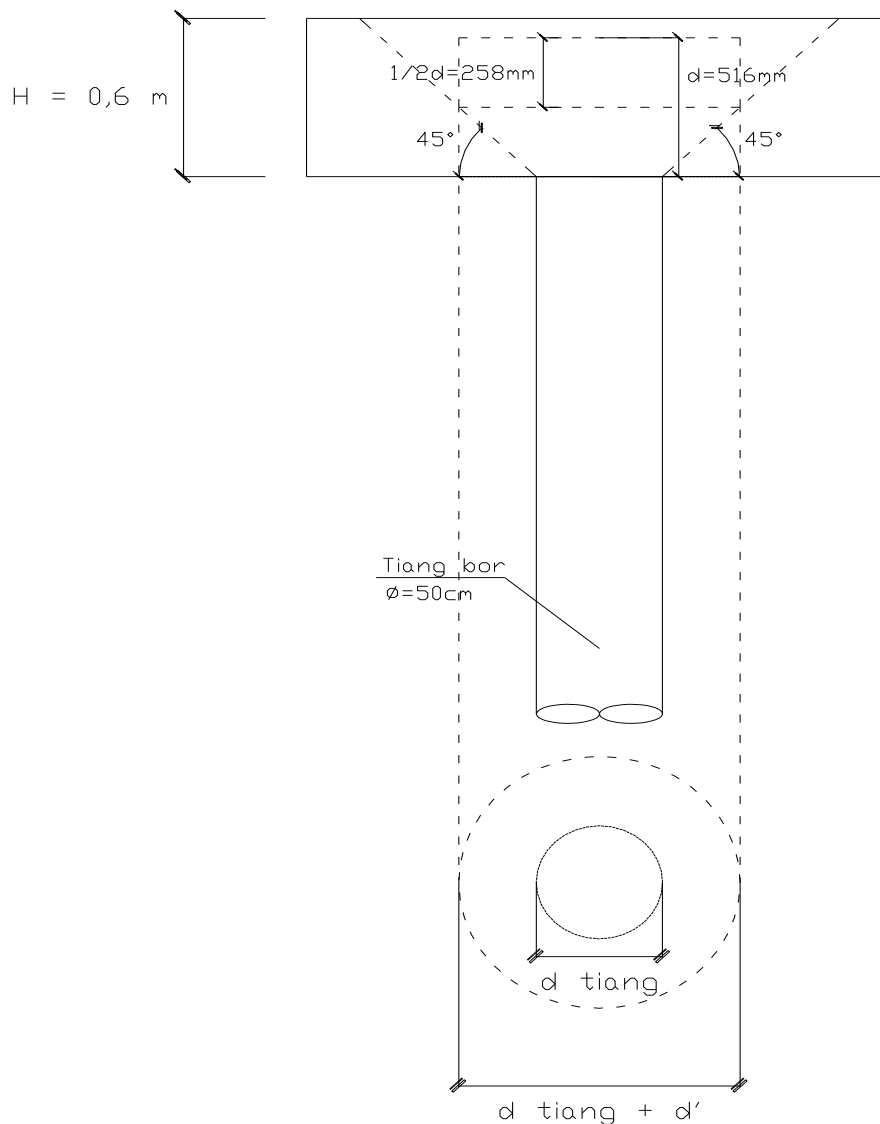
$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0,6 \times 3850 \text{ kN} \\
 &= 2310,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu: 2310,06 kN

Maka  $V = 102068 \text{ Kg} = 1020,68 \text{ kN} < 2310,06 \text{ kN} \dots (\text{OK})$

Karena  $V < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

## 2. Geser Pons akibat tiang pondasi



Gambar 4.45 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Pondasi Tipe 3



- Tinggi efektif ( $d$ )

$d = \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar}$

$$= 600 - 75 - 8$$

$$= 517 \text{ mm}$$

- Bidang kritis geser pons

$$b_o = 4 (c + d)$$

$$= 4 \times (500 + 517)$$

$$= 4068 \text{ mm}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{50}{50} = 1,00$$

-  $\alpha_s = 40$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1,00} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4068 \times 517 \\ &\quad \times 10^{-3} \\ &= 9033 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 9033 \text{ kN} \\ &= 5420,05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{41,5} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{40 \times 517}{4068} + \sqrt{41,5} \right) \times 4068 \\ &\quad \times 517 \times 10^{-3} \\ &= 8164 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 8164 \text{ kN} \\ &= \underline{4898,63 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\
&= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4068 \times 517 \times 10^{-3} \\
&= 4516 \text{ kN} \\
\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
&= 0,6 \times 4516 \text{ kN} \\
&= 2710 \text{ kN}
\end{aligned}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu: 2709,73 kN

Maka  $P_{\max} = 102068 \text{ Kg} = 1020,68 \text{ kN} < 2709,7 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

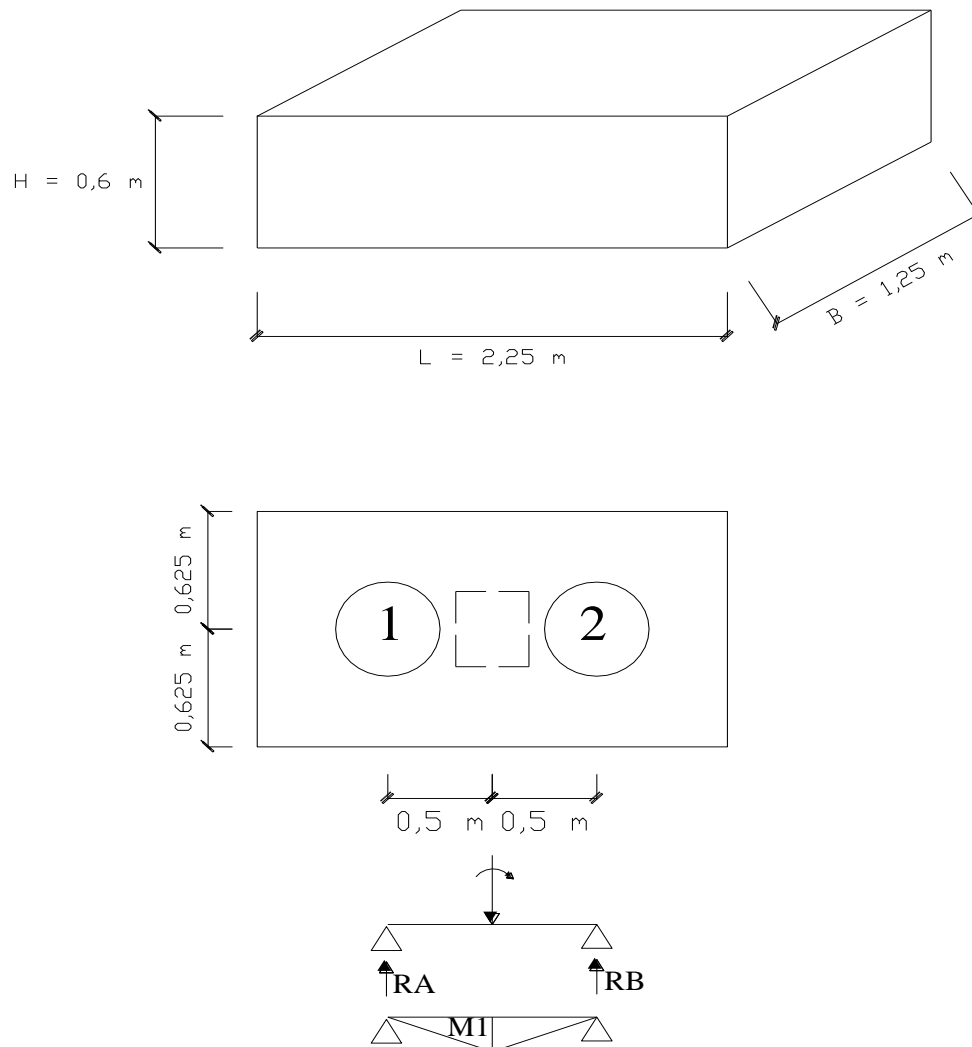
Karena  $P_{\max} < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

#### 4.2.3.2 Perhitungan Penulangan Pondasi Tipe 3

##### 4.2.3.2.1 Perhitungan Penulangan Pile Cap Pondasi Tipe 3

Untuk penulangan pilecap pondasi sebagai berikut:

- Penulangan arah x dan y



Gambar 4.34 Skema Pembebanan *Pilecap* Pondasi Tipe 3

$$\begin{aligned} R_A &= P_1 + P_2 \\ &= 25,506 \text{ ton} + 25,528 \text{ ton} \\ &= 51,03 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen yang bekerja} = M1 &= 51,03 \text{ ton} \times 0,5 \text{ m} \\ &= 25,52 \text{ ton m} \end{aligned}$$

$$M_u = M_1 = 25517,103 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{25517 \times 10^4}{0,9} = 283523361 \text{ Nmm}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pilecap} = 600,0 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = D 16$$

$$\text{Tulangan tekan} = D 16$$

$$\text{Direncanakan menggunakan tulangan pokok : } D 16$$

$$\begin{aligned} d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan} \\ &= 600 - 75 - \left( \frac{1}{2} \cdot D 16 \right) \\ &= 517 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d} \\ &= \frac{283523361,1}{1000 \times 517^2} = 1,061 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{390}{0,85 \times 41,5} = 11,056 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \left[ \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,85 \left[ \frac{0,85 \times 41,5}{390} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + 390} \right] \\ &= 0,047 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,047 = 0,035 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{11,056} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,056 \times 1,061}{390}} \right]$$

$$= 0,0028$$

syarat,  $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max}$

$$0,00359 > 0,0028 < 0,035$$

maka digunakan  $A_s = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$$

$$= 0,0028 \times 1000 \times 517$$

$$= 1427,96 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

$$= \frac{1427,96}{200,96} = 7,1 \approx 8$$

$$A_{s_{\text{ada}}} = n \times \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= 8 \times 200,96$$

$$= 1607,68 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{n-1}$$

$$= \frac{925}{7} = 132,14 \approx 130 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah      D 16   - 130 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tekan :      D 16

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{tekan}}} &= 50\% \times A_{s_{\text{perlu}}} \\&= 50\% \times 1427,959 \\&= 713,980 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_{s_{\text{tekan}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\&= \frac{713,98}{200,96} = 3,55 \approx 4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\&= 4 \times 200,96 \\&= 803,840 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

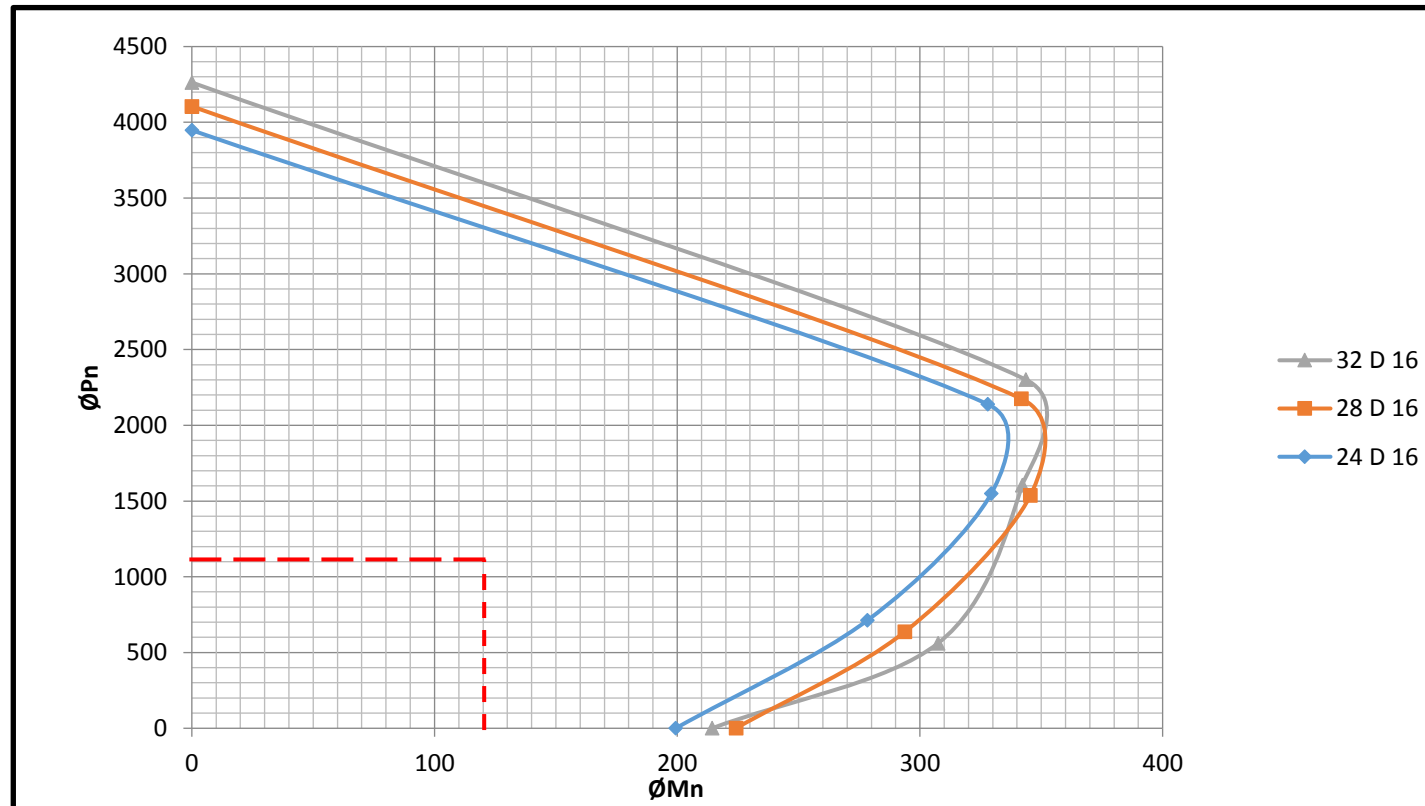
$$\begin{aligned}S &= \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{n-1} \\&= \frac{925}{3} = 308,33 \approx 300 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan pokok tekan/atas      D 16   - 300 mm

#### 4.2.3.2.2 Perhitungan Penulangan Pokok Pondasi Tipe 3

Diketahui :

- $M_n$  Pondasi Tipe 3 : 141,762 kN m
- $P_n$  Pondasi Tipe 3 : 1109,868 kN



Grafik 4.9 Diagram Interaksi Tulangan Pokok Pondasi Tipe 3

Jadi, dapat disimpulkan bahwa pondasi tipe 1 menggunakan tulangan pokok 24 D 16.



#### 4.2.3.2.3 Perencanaan Tulangan Spiral Pondasi Tipe 3

- Data Perencanaan

$$P_{\max} = 110,986837 \text{ ton}$$

$$\text{Mutu Beton} = 41,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu Baja} = 390 \text{ MPa}$$

$$D \text{ tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tiang} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut} = 75 \text{ mm}$$

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \phi_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} D_{\text{pokok}}$$

$$= 75 + 10 + 8$$

$$= 93,00 \text{ mm}$$

$$d = \text{Diameter pondasi} - (2 \times d')$$

$$= 500 \text{ mm} - 93 \text{ mm}$$

$$= 407,00 \text{ mm}$$

- Diameter inti tiang bor ( $D_c$ )

$$D_c = D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton})$$

$$= 500 \text{ mm} - (2 \times 75)$$

$$= 350 \text{ mm}$$

- Luas penampang inti bor ( $A_c$ )

$$A_c = \left( \frac{1}{4} \times \pi D_c^2 \right)$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 122500$$

$$= 96162,50 \text{ mm}^2$$

- Luas penampang inti tiang bor

$$\begin{aligned} A_g &= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2 \right) \\ &= \left( \frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \right) \\ &= 196250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[ \frac{f_{c'}}{f_y} \right] \\ &= 0,45 \times \left[ \frac{196250}{96162,5} - 1 \right] \times \left[ \frac{41,5}{390} \right] \\ &= 0,04984 \end{aligned}$$

- $V_c = 0$ , apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial} &< A_g \cdot f_c' / 20 \\ 110,987 \text{ N} &< 196250 \times 41,5 / 20 \\ 110,987 \text{ N} &< 407218,75 \text{ ..... (memenuhi)} \end{aligned}$$

karena  $V_c > A_g \cdot f_c' / 20$  maka  $V_c$  akan dihitung dengan rumus sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left[ 1 + \frac{Nu}{14 \cdot A_g} \right] \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left[ 1 + \frac{110,987 \text{ N}}{14 \times 196250} \right] \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 500 \\ &\quad \times 407 \\ &= 222871,700 \text{ N} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- 6 x diameter tulangan utama = 6 x 16 = 96 mm
- 150 mm

Sedangkan menurut SNI 2847-2013 Pasal 7.10.4.3 spasi bersih antar spiral harus berada dalam syarat berikut :

$$\begin{aligned} 25 \text{ mm} + D \text{ tul utama} &< S < 75 \text{ mm} + D \text{ tul utama} \\ 25 \text{ mm} + 16 \text{ mm} &< S < 75 \text{ mm} + 16 \text{ mm} \\ 41 \text{ mm} &< S < 91 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D 10 dengan spasi 90 mm

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157,14 \times 390 \times 407}{90} \\ &= 277147,619 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$\begin{aligned} V_s &\leq 0,66 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \\ V_s &\leq 0,66 \sqrt{41,5} \times 500 \times 407 \\ 277147,619 \text{ N} &\leq 865231,65 \text{ N} \quad \text{..... OK} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0,75 [ 277147,619 + 222871,700 ] \\ &= 375014,490 \text{ N} > V_u = 47999,700 \text{ N} \quad \text{..... OK} \end{aligned}$$

Jadi untuk penulangan geser di luar sendi plastis dipasang tulangan geser

$$2 \text{ kaki } D \ 10 \ - \ 90$$

## BAB V

### PENUTUP

#### 5.1 Hasil Analisa

Dari hasil analisa perhitungan perencanaan pondasi tiang bor pada Bangunan Ruko Puncak *Central Business District* Surabaya, didapatkan hasil perencanaan sebagai berikut:

No.	Perhitungan	TIPE 1	TIPE 2	TIPE 3
1	Ptotal	324,070 ton	162,139 ton	110,987 ton
2	Pmax	83,977 ton	38,310 ton	25,528 ton
3	Diameter Tiang	0,5 m	0,5 m	0,5 m
4	Kedalaman Pondasi	6,0 m	6,0 m	6,0 m
5	Jumlah Tiang	4 tiang	2 tiang	2 tiang
6	Jarak Tiang	1,07 m	1 m	1 m
7	Efisiensi Kelompok	0,75	0,84	0,84
8	Daya dukung aksial:			
	- tunggal	115,279 ton	115,244 ton	115,244 ton
	- kelompok	345,826 ton	192,525 ton	192,525 ton
9	Daya dukung lateral	1,200 ton	1,137 ton	1,415 ton
10	Pilecap			
	- Panjang	2,32 m	1,25 m	1,25 m
	- Lebar	2,32 m	2,25 m	2,25 m
	- Tinggi	0,75 m	0,6 m	0,6 m
	- Luas	5,382 m <sup>2</sup>	3,312 m <sup>2</sup>	3,312 m <sup>2</sup>
11	Tulangan Pilecap			
	Tulangan pokok tekan arah x dan y	x = D 22 - 100 mm y = D 22 - 100 mm	D 19 - 300	D 16 - 300
	Tulangan pokok tarik arah x dan y	x = D 22 - 100 mm y = D 22 - 90 mm	D 19 - 130	D 16 - 130
12	Tulangan Pondasi			
	Tulangan pokok tiang	32 D 16	24 D 16	24 D 16
	Tulangan spiral tiang	D 10 - 90	D 10 - 90	D 10 - 90

Tabel 5.1 Hasil Analisa Perhitungan Perencanaan Pondasi Tiang Bor

## 5.2 Kesimpulan

Dari rumusan masalah yang ada dapat disimpulkan bahwa dari analisa perhitungan perencanaan pondasi tiang bor pada proyek Bangunan Ruko Puncak *Central Business District* Surabaya, didapat pondasi tiang bor yang aman dan efisien dengan hasil perencanaan sebagai berikut :

1. Dimensi pondasi tiang bor yang digunakan menyesuaikan dengan beban yang ditahan masing-masing tipe pondasi tersebut yaitu beban berat (343,070 ton), beban sedang (162,139 ton), dan beban ringan (110,987 ton). Pada hasil analisa perhitungan, didapatkan bahwa semua tipe pondasi baik tipe pondasi 1, 2, dan 3 memiliki  $\varnothing$  50 cm dengan kedalaman 6 m.
2. Daya dukung aksial pondasi tiang bor lebih besar dari beban vertikal yang ditahan. Ini berarti pondasi tiang bor memenuhi untuk digunakan. Ada 2 macam daya dukung yang dianalisa, yaitu daya dukung ultimit 1 tiang tunggal ( $Q_a$ ) dan daya dukung kelompok tiang ( $Q_{pg}$ ). Untuk tipe pondasi 1, mempunyai  $Q_a = 115,279$  ton dan  $Q_{pg} = 345,826$  ton. Sementara untuk tipe pondasi 2 dan 3, mempunyai  $Q_a$  dan  $Q_{pg}$  yang sama yaitu  $Q_a = 115,244$  ton dan  $Q_{pg} = 192,525$  ton.
3. Jumlah tiang yang dipakai pada masing-masing tipe pondasi adalah untuk pondasi tipe 1 sebanyak 4 tiang, pondasi tipe 2 sebanyak 2 tiang dan pondasi tipe 3 sebanyak 3 tiang.
4. Berdasarkan hasil perhitungan didapat bahwa *pilecap* pondasi tipe 1 mempunyai tulangan tarik arah x dan y yaitu D22-100 mm sedangkan tulangan tekannya yaitu D22 – 100 mm. *Pilecap* pondasi tipe 2 mempunyai tulangan tarik dan tekan arah x dan y yaitu D19-300 mm. Sementara untuk *pilecap* pondasi tipe 3

mempunyai tulangan tarik arah x dan y yaitu D16-130 mm sedangkan tulangan tekannya yaitu D16-130 mm.

Selain tulangan *pilecap* juga terdapat tulangan pondasi dimana pondasi tipe 1 mempunyai tulangan pokok 32 D 16, pondasi tipe 2 mempunyai tulangan pokok 24 D 16, dan pondasi tipe 3 mempunyai tulangan pokok 24 D 16 dan tulangan spiral D 10 – 90.

### 5.3 Saran

1. Dalam merencanakan pondasi sebaiknya mempertimbangkan jenis pondasi yang sesuai dengan lingkungan sekitar. Pemilihan jenis pondasi bergantung pada kondisi tanah pondasi, beban yang harus didukung dan biaya pembuatan pondasi.
2. Untuk merencanakan pondasi tiang, jarak tiang sangat mempengaruhi besar daya dukung kelompok tiang, oleh karena itu sebagai perencana harus pandai – pandai memodifikasi tiang, agar didapat daya dukung yang aman dan efisien.

## DAFTAR PUSTAKA

- Asiyanto. 2007. *Metode Konstruksi untuk Pekerjaan Pondasi*. Jakarta : UIPRESS.
- GEC UNPAR. 2005. *Manual Pondasi Tiang*. Bandung : UNPAR.
- Gunawan, Rudy. 1990. *Pengantar Teknik Pondasi*. Yogyakarta : Kanisius.
- Hardiyatmo, Hari Christady. 2006. *Teknik Pondasi 2*. Jakarta : Erlangga
- Pamungkas dan Harianti. 2013. *Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta : Andi.
- Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa. 2000. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta : PT. Pradya Paramita.
- Wesley, L. D. 1977. *Mekanika Tanah*. Jakarta : Badan Penerbit Pekerjaan Umum.
- Bowles, Joseph E. 1982. *Foundation Analysis and Design*. USA : McGraw Hill Book Company

## OUTPUT SUPPORT REACTION ETABS

STORY	Point	Load	FX (Kg)	FY (Kg)	FZ (Kg)	MX (Kgm)	MY (Kgm)	MZ (Kgm)
BASE	814	DEAD	273,65	-724,88	95423,66	-1293,19	-3052,93	0,761
BASE	814	LIVE	77,25	-186,87	13099,4	-304,059	-1582,55	0,063
BASE	814	QX	-1430,41	-718,76	-7909,98	1671,063	-3072,89	7,926
BASE	814	QY	-523,43	-1274,29	-5437,54	3058,731	-1124,91	-11,141
BASE	814	COMB1	383,11	-1014,83	133593,1	-1810,46	-4274,1	1,066
BASE	814	COMB2	451,98	-1168,84	135467,4	-2038,32	-6195,59	1,015
BASE	814	COMB3	-791,64	-3102,34	131767,7	2578,202	-8364,81	-10,302
BASE	814	COMB4	304,66	-2490,24	131162,4	1366,589	-5751,2	-16,538
BASE	814	COMB5	506,61	376,8	124053,2	-5078,36	-4740,93	18,492
BASE	814	COMB6	1604	986	123829,6	-6295,14	-2139,53	12,258
BASE	814	COMB7	-1618,09	-2593,92	129136	1320,596	-10125,3	7,047
BASE	814	COMB8	2039,42	-562,04	128231,7	-2733,2	-1448,84	-13,733
BASE	814	COMB9	-1223,23	-1564,45	128701,6	-1001,85	-9098,24	15,7
BASE	814	COMB10	2429,35	480,48	126079,6	-5032,37	-366,868	-5,093
BASE	814	COMB11	-1031,98	-2483,45	61795,75	3653,001	-4962,72	-10,819
BASE	814	COMB12	102,07	-1971,38	74358,92	2262,928	-2770,41	-16,95
BASE	814	COMB13	390,5	666,6	97403,67	-4590,67	-2724,87	18,321
BASE	814	COMB14	1524,55	1178,67	109966,9	-5980,74	-532,559	12,189
BASE	814	COMB15	-1857,34	-1977,92	59545,82	2390,223	-6735,38	6,533
BASE	814	COMB16	1923,31	-272,24	101582,1	-2245,51	567,222	-13,904
BASE	814	COMB17	-1430,74	-1032,54	70180,49	-82,231	-6062,5	15,274
BASE	814	COMB18	2349,91	673,14	112216,8	-4717,96	1240,103	-5,163
BASE	815	DEAD	196,61	-553,69	78640,28	-1069,86	-3058,83	0,761
BASE	815	LIVE	71,9	-122,8	10595,39	-268,213	-1533,92	0,063
BASE	815	QX	-1454,65	-695,41	-6807,13	1638,943	-3113,55	7,926
BASE	815	QY	-499,38	-1242,64	-2522,51	3014,396	-1069,86	-11,141
BASE	815	COMB1	275,26	-775,16	110096,4	-1497,8	-4282,36	1,066
BASE	815	COMB2	350,98	-860,9	111321	-1712,97	-6124,86	1,015
BASE	815	COMB3	-879,18	-2756,91	110825,7	2845,381	-8268,43	-10,302
BASE	815	COMB4	241,49	-2175,18	110551,8	1642,965	-5622,69	-16,538
BASE	815	COMB5	374,18	600,74	99375,63	-4747,05	-4786,34	18,492
BASE	815	COMB6	1495,64	1180,26	99416,3	-5953,75	-2152,82	12,258
BASE	815	COMB7	-1749,27	-2256,72	106612,2	1597,997	-10116	7,047
BASE	815	COMB8	1988,6	-324,08	106616,6	-2422,54	-1332,49	-13,733
BASE	815	COMB9	-1369,39	-1260,33	104726,3	-700,809	-9131,59	15,7
BASE	815	COMB10	2364,94	682,28	103315,3	-4702,08	-293,059	-5,093
BASE	815	COMB11	-1068,26	-2304,12	53360,72	3751,229	-4911,45	-10,819
BASE	815	COMB12	79,54	-1798,8	63939,19	2401,174	-2687,82	-16,95
BASE	815	COMB13	274,36	802,16	77613,32	-4326,92	-2818,06	18,321
BASE	815	COMB14	1422,16	1307,48	88191,78	-5676,98	-594,433	12,189
BASE	815	COMB15	-1937,56	-1806,14	49461,72	2499,567	-6771,22	6,533
BASE	815	COMB16	1888,78	-122,66	84854,33	-2002,4	635,785	-13,904



BASE	815	COMB17	-1534,88	-873,98	56698,18	76,657	-6141,67	15,274
BASE	815	COMB18	2291,47	809,5	92090,79	-4425,31	1265,331	-5,163

BASE	816	DEAD	297,97	-49,12	97921,54	1246,987	-2882,67	0,761
BASE	816	LIVE	81,93	-19,93	10440,46	-0,42	-1496,6	0,063
BASE	816	QX	-1475	-891,55	-8647,33	1897,766	-3161,28	7,926
BASE	816	QY	-486	-1629,89	-5814,57	3525,165	-1039,15	-11,141
BASE	816	COMB1	417,16	-68,77	137090,2	1745,781	-4035,74	1,066
BASE	816	COMB2	488,65	-90,83	134210,6	1495,712	-5853,76	1,015
BASE	816	COMB3	-722,87	-2552,8	131703,1	7005,855	-7972	-10,302
BASE	816	COMB4	406,48	-1853,91	131495,6	5437,061	-5301,52	-16,538
BASE	816	COMB5	472,5	1696,16	124397	-2445,13	-4610,08	18,492
BASE	816	COMB6	1603,04	2394,86	124581,2	-4008,94	-1951,14	12,258
BASE	816	COMB7	-1624,05	-1880,71	128733,6	5519,934	-9891,61	7,047
BASE	816	COMB8	2143,92	448,36	129184,4	305,17	-1023,67	-13,733
BASE	816	COMB9	-1259,57	-606,99	128470,8	2709,203	-8939,82	15,7
BASE	816	COMB10	2503,03	1722,97	127159	-2528,01	-19,992	-5,093
BASE	816	COMB11	-982,38	-2503,6	62901,44	6263,071	-4757,33	-10,819
BASE	816	COMB12	188,08	-1811,48	76207,1	4866,362	-2484,67	-16,95
BASE	816	COMB13	348,26	1723,07	100051,7	-2621,79	-2704,14	18,321
BASE	816	COMB14	1518,73	2415,18	113357,3	-4018,5	-431,478	12,189
BASE	816	COMB15	-1882,38	-1831,7	60323,63	4782,139	-6688,47	6,533
BASE	816	COMB16	2019,68	475,27	104839	128,518	882,267	-13,904
BASE	816	COMB17	-1483,33	-563,68	71419,73	2116,058	-6071,07	15,274
BASE	816	COMB18	2418,72	1743,29	115935,1	-2537,56	1499,665	-5,163
BASE	969	DEAD	27,79	133,39	145681,8	1158,645	35,439	0,761
BASE	969	LIVE	-3,94	11,96	20300,74	359,833	-5,614	0,063
BASE	969	QX	-1593,17	-845,94	-14,18	1811,296	-3340,25	7,926
BASE	969	QY	-522,22	-1710,71	-3257,74	3687,038	-1094,46	-11,141
BASE	969	COMB1	38,9	186,74	203954,5	1622,103	49,614	1,066
BASE	969	COMB2	27,04	179,2	207299,4	1966,107	33,544	1,015
BASE	969	COMB3	-1266,65	-2361,8	212730,6	7423,558	-2683,27	-10,302
BASE	969	COMB4	-25,95	-1711,44	202398,2	5928,483	-80,395	-16,538
BASE	969	COMB5	84,76	2055,49	187839,6	-2428,07	154,219	18,492
BASE	969	COMB6	1325,58	2706,39	178090	-3918,51	2757,239	12,258
BASE	969	COMB7	-2241,33	-1575,4	215099,5	5711,998	-4727,08	7,047
BASE	969	COMB8	1894,67	594,04	182358	741,934	3949,595	-13,733
BASE	969	COMB9	-1835,36	-247,58	210502,1	2779,335	-3875,13	15,7
BASE	969	COMB10	2300,14	1919,45	175138,3	-2211,58	4800,902	-5,093
BASE	969	COMB11	-1279,28	-2453,26	105603,5	6373,172	-2698,78	-10,819
BASE	969	COMB12	-34,74	-1784,49	115375,2	5037,991	-91,011	-16,95
BASE	969	COMB13	84,75	2024,59	146852	-2952,43	154,801	18,321
BASE	969	COMB14	1329,29	2693,36	156623,8	-4287,61	2762,569	12,189
BASE	969	COMB15	-2253,84	-1666,32	108555,1	4666,247	-4742,44	6,533
BASE	969	COMB16	1894,66	563,14	141370,4	217,574	3950,177	-13,904
BASE	969	COMB17	-1844,65	-323,04	120856,9	1867,987	-3886,39	15,274
BASE	969	COMB18	2303,86	1906,42	153672,1	-2580,69	4806,233	-5,163

BASE	973	DEAD	1,21	118,68	145846,2	1174,822	-0,081	0,761
BASE	973	LIVE	3,48	6	20280,11	367,385	4,294	0,063
BASE	973	QX	-1581,32	-811,53	-1395,91	1733,896	-3324,48	7,926
BASE	973	QY	-519,05	-1767,4	-3884,04	3806,815	-1090,25	-11,141
BASE	973	COMB1	1,69	166,15	204184,7	1644,75	-0,113	1,066
BASE	973	COMB2	7,01	152,02	207463,7	1997,602	6,773	1,015
BASE	973	COMB3	-1286,37	-2447,9	211578,9	7578,472	-2709,69	-10,302
BASE	973	COMB4	-53,03	-1823,33	202312,6	6142,621	-116,582	-16,538
BASE	973	COMB5	62,88	2120,17	188278,6	-2588,28	124,975	18,492
BASE	973	COMB6	1296,23	2745,21	179595,7	-4019,43	2718,078	12,258
BASE	973	COMB7	-2253,04	-1578,53	213259,7	5687,418	-4742,84	7,047
BASE	973	COMB8	1858,12	504,75	184073,7	914,952	3900,836	-13,733
BASE	973	COMB9	-1848,24	-205,77	209142,8	2660,536	-3892,44	15,7
BASE	973	COMB10	2262,9	1875,37	177331,5	-2133,08	4751,234	-5,093
BASE	973	COMB11	-1290,57	-2524,64	104374,4	6510,894	-2713,93	-10,819
BASE	973	COMB12	-57,06	-1883,69	115234,9	5237,168	-120,839	-16,95
BASE	973	COMB13	59,23	2097,32	147288,3	-3122,49	120,693	18,321
BASE	973	COMB14	1292,74	2738,26	158148,8	-4396,22	2713,785	12,189
BASE	973	COMB15	-2257,23	-1654,79	106638,6	4624,538	-4747,09	6,533
BASE	973	COMB16	1854,47	481,89	143083,4	380,743	3896,553	-13,904
BASE	973	COMB17	-1852,3	-268,27	119439,8	1733,936	-3896,7	15,274
BASE	973	COMB18	2259,41	1868,42	155884,6	-2509,86	4746,94	-5,163
BASE	977	DEAD	-24,44	83,06	138982,2	1218,172	-34,329	0,761
BASE	977	LIVE	-2,97	-2,7	19910,1	378,493	-4,313	0,063
BASE	977	QX	-1583,15	-774,95	-2050,3	1652,881	-3323,6	7,926
BASE	977	QY	-521,56	-1826,91	-4645,17	3928,449	-1092,51	-11,141
BASE	977	COMB1	-34,21	116,29	194575	1705,44	-48,061	1,066
BASE	977	COMB2	-34,07	95,35	198634,8	2067,395	-48,095	1,015
BASE	977	COMB3	-1331,41	-2567,77	200697,7	7774,632	-2767,13	-10,302
BASE	977	COMB4	-94,82	-1969,21	192429,2	6398,894	-172,282	-16,538
BASE	977	COMB5	30,24	2163,16	180948,2	-2718,3	81,267	18,492
BASE	977	COMB6	1266,74	2762,06	173235,6	-4089,16	2675,976	12,258
BASE	977	COMB7	-2297,36	-1610,82	202503,1	5698,993	-4797,28	7,047
BASE	977	COMB8	1824,33	385,35	176562,9	1127,413	3851,806	-13,733
BASE	977	COMB9	-1889,34	-189,91	199316,2	2575,113	-3943,44	15,7
BASE	977	COMB10	2232,78	1804,78	170874,3	-2018,39	4706,267	-5,093
BASE	977	COMB11	-1313,88	-2614,58	97954,21	6670,108	-2742,36	-10,819
BASE	977	COMB12	-80,66	-2004,55	108865,3	5462,479	-152,247	-16,95
BASE	977	COMB13	36,68	2154,07	141302,6	-3269,77	90,454	18,321
BASE	977	COMB14	1269,9	2764,09	152213,7	-4477,4	2680,563	12,189
BASE	977	COMB15	-2279,93	-1657,3	100315,5	4599,342	-4772,65	6,533
BASE	977	COMB16	1830,76	376,26	136917,3	575,939	3860,994	-13,904
BASE	977	COMB17	-1874,75	-226,74	113250,6	1616,77	-3922,79	15,274
BASE	977	COMB18	2235,94	1806,81	149852,4	-2406,63	4710,854	-5,163

BASE	981	DEAD	115,18	721,97	141744,6	377,921	322,981	0,761
BASE	981	LIVE	8,79	89,17	19279,76	257,863	98,448	0,063
BASE	981	QX	-1598,96	-668,62	-2683,71	1481,518	-3345,95	7,926
BASE	981	QY	-513,51	-1791,29	-4186,04	3927,847	-1082,17	-11,141
BASE	981	COMB1	161,25	1010,76	198442,4	529,09	452,173	1,066
BASE	981	COMB2	152,28	1009,03	200941,1	866,086	545,093	1,015
BASE	981	COMB3	-1126,88	-1525,61	204146,4	6452,05	-2177,27	-10,302
BASE	981	COMB4	112,13	-1055,35	196175,8	5269,633	409,645	-16,538
BASE	981	COMB5	181,88	2966,41	182570,6	-3846,9	562,403	18,492
BASE	981	COMB6	1421,35	3439,57	175167	-5027,8	3150,606	12,258
BASE	981	COMB7	-2115,09	-506,87	204946,6	4224,379	-4238,6	7,047
BASE	981	COMB8	2016,28	1069,1	180031,7	287,399	4388,201	-13,733
BASE	981	COMB9	-1720,19	854,96	201266,2	1142,141	-3410,34	15,7
BASE	981	COMB10	2409,11	2417,93	173799,9	-2801,64	5210,651	-5,093
BASE	981	COMB11	-1204,32	-2045,07	100386,9	5968,946	-2468,21	-10,819
BASE	981	COMB12	50,59	-1475,18	111977,1	4838,682	163,272	-16,95
BASE	981	COMB13	156,73	2774,73	143163,1	-4158,42	418,093	18,321
BASE	981	COMB14	1411,64	3344,62	154753,3	-5288,69	3049,574	12,189
BASE	981	COMB15	-2192,07	-1023,44	101754	3742,787	-4528,25	6,533
BASE	981	COMB16	1991,13	877,41	140624,2	-24,129	4243,89	-13,904
BASE	981	COMB17	-1783,81	422,14	114516	704,387	-3662,53	15,274
BASE	981	COMB18	2399,39	2322,99	153386,2	-3062,53	5109,619	-5,163
BASE	985	DEAD	13,9	2250,74	147958,3	-492,206	4530,933	0,761
BASE	985	LIVE	-30,54	324,69	11889,65	72,213	1780,322	0,063
BASE	985	QX	-1512,38	-499,93	9450,16	1230,325	-3238,65	7,926
BASE	985	QY	-468,69	-1578,21	5606,43	3697,588	-1024,97	-11,141
BASE	985	COMB1	19,47	3151,04	207141,6	-689,088	6343,306	1,066
BASE	985	COMB2	-32,18	3220,4	196573,4	-475,106	8285,635	1,015
BASE	985	COMB3	-1210,9	1116,55	222607,2	4694,427	5301,552	-10,302
BASE	985	COMB4	-32,23	1346,69	204731,1	3769,72	7506,005	-16,538
BASE	985	COMB5	4,52	4704,47	174148,1	-4806,59	6928,878	18,492
BASE	985	COMB6	1183,25	4943,62	156863,7	-5733,26	9151,455	12,258
BASE	985	COMB7	-2160,71	2088,78	225513,2	2451,186	3268,972	7,047
BASE	985	COMB8	1768,36	2882,18	167652,2	-636,913	10670,01	-13,733
BASE	985	COMB9	-1795,81	3209,5	213890,2	-408,815	3846,43	15,7
BASE	985	COMB10	2133,01	3962,38	153366	-3488,05	11165,91	-5,093
BASE	985	COMB11	-1188,65	-549,59	122534,5	4915,568	820,793	-10,819
BASE	985	COMB12	-8,06	-8,84	125076,5	3922,937	3650,515	-16,95
BASE	985	COMB13	33,08	4060,18	141248,4	-4808,91	4505,164	18,321
BASE	985	COMB14	1213,67	4600,92	143790,4	-5801,54	7334,886	12,189
BASE	985	COMB15	-2138,4	431,65	126032,3	2670,359	-1193,66	6,533
BASE	985	COMB16	1796,92	2237,88	134752,5	-639,232	8246,295	-13,904
BASE	985	COMB17	-1771,89	1813,45	131572,4	-246,738	-90,616	15,274
BASE	985	COMB18	2163,43	3619,69	140292,6	-3556,33	9349,341	-5,163

BASE	987	DEAD	-13,78	2154,08	158481,6	-365,872	-4534,67	0,761
BASE	987	LIVE	35,53	277,82	12022,17	133,704	-1774,41	0,063
BASE	987	QX	-1529,65	-662,01	-7416,61	1441,122	-3266,73	7,926
BASE	987	QY	-527,88	-1630,64	472,24	3772,89	-1105,83	-11,141
BASE	987	COMB1	-19,29	3015,71	221874,2	-512,221	-6348,54	1,066
BASE	987	COMB2	40,32	3029,41	209413,4	-225,121	-8280,66	1,015
BASE	987	COMB3	-1265,87	807,81	223693,8	5106,572	-10607,8	-10,302
BASE	987	COMB4	-71,76	1171,24	218226,5	4008,473	-7737,81	-16,538
BASE	987	COMB5	109,77	4554,2	186173,6	-4619,16	-6694,22	18,492
BASE	987	COMB6	1303,82	4926,24	181340,3	-5718,72	-3842,35	12,258
BASE	987	COMB7	-2177,43	1680,65	215881	2986,126	-12556,1	7,047
BASE	987	COMB8	1802,77	2917,21	199505,8	-678,47	-3042,3	-13,733
BASE	987	COMB9	-1765,01	2847	207747	61,199	-11471,3	15,7
BASE	987	COMB10	2215,43	4044,78	188519,2	-3596,81	-1875,93	-5,093
BASE	987	COMB11	-1293,19	-753,84	117216,6	5190,928	-6130,74	-10,819
BASE	987	COMB12	-100,99	-93,15	133619,8	4042,339	-3886,52	-16,95
BASE	987	COMB13	76,19	3970,5	151647,1	-4700,91	-4275,89	18,321
BASE	987	COMB14	1268,4	4631,19	168050,3	-5849,5	-2031,67	12,189
BASE	987	COMB15	-2204,81	127,62	110037,7	3069,018	-8097,16	6,533
BASE	987	COMB16	1769,19	2333,51	164979,3	-760,22	-623,975	-13,904
BASE	987	COMB17	-1793,98	1543,84	120287,6	101,65	-7538,44	15,274
BASE	987	COMB18	2180,01	3749,73	175229,2	-3727,59	-65,252	-5,163
BASE	1042	DEAD	19,28	-794,88	141666,1	-1873,15	26,598	0,761
BASE	1042	LIVE	-1,79	-236,45	25637,52	-843,783	-2,535	0,063
BASE	1042	QX	-1561,48	-702,85	52,92	1622,841	-3267,42	7,926
BASE	1042	QY	-572,28	-1375,49	-2987,51	3245,844	-1197,3	-11,141
BASE	1042	COMB1	26,99	-1112,83	198332,6	-2622,4	37,237	1,066
BASE	1042	COMB2	20,26	-1332,17	211019,4	-3597,83	27,861	1,015
BASE	1042	COMB3	-1328,71	-3371,78	213023,6	1479,976	-2797,41	-10,302
BASE	1042	COMB4	-112,13	-2767,12	202924,1	347,154	-250,708	-16,538
BASE	1042	COMB5	154,81	386,51	188349,6	-6530,27	309,472	18,492
BASE	1042	COMB6	1371,47	987,99	178816,7	-7670,58	2856,279	12,258
BASE	1042	COMB7	-2228,96	-2756,5	215223,8	10,537	-4681,33	7,047
BASE	1042	COMB8	1826,54	-750,24	183211,3	-3787,39	3807,983	-13,733
BASE	1042	COMB9	-1783,52	-1644,67	210612,4	-2429,44	-3748,74	15,7
BASE	1042	COMB10	2271,63	375,89	176049,9	-6193,65	4740,092	-5,093
BASE	1042	COMB11	-1338,41	-2661,59	102953,1	3440,154	-2810,73	-10,819
BASE	1042	COMB12	-119,17	-2166,62	112403,5	2048,837	-260,354	-16,95
BASE	1042	COMB13	153,86	735,83	142595,5	-5420,5	308,23	18,321
BASE	1042	COMB14	1373,11	1230,8	152045,9	-6811,81	2858,601	12,189
BASE	1042	COMB15	-2238,57	-2049,48	105719,9	1963,221	-4694,54	6,533
BASE	1042	COMB16	1825,6	-400,93	137457,2	-2677,62	3806,742	-13,904
BASE	1042	COMB17	-1790,9	-1029,86	117541,8	-694,037	-3758,87	15,274
BASE	1042	COMB18	2273,27	618,7	149279,1	-5334,88	4742,415	-5,163

BASE	1046	DEAD	3,09	-801,6	144709,9	-1867,17	4,985	0,761
BASE	1046	LIVE	1,46	-243,86	26200,27	-834,257	1,809	0,063
BASE	1046	QX	-1543,37	-669,45	-1259,26	1547,137	-3244,78	7,926
BASE	1046	QY	-564,91	-1420,77	-3630,34	3351,309	-1188,01	-11,141
BASE	1046	COMB1	4,33	-1122,24	202593,8	-2614,03	6,978	1,066
BASE	1046	COMB2	6,04	-1352,1	215572,3	-3575,41	8,876	1,015
BASE	1046	COMB3	-1330,67	-3434,11	216348	1605,156	-2801,35	-10,302
BASE	1046	COMB4	-127,06	-2855,02	207055,8	530,958	-270,769	-16,538
BASE	1046	COMB5	137,39	443,45	192648,3	-6680,67	286,351	18,492
BASE	1046	COMB6	1341,02	1019,33	183935	-7762,33	2816,947	12,258
BASE	1046	COMB7	-2221,08	-2747,21	217926,9	-29,173	-4673,02	7,047
BASE	1046	COMB8	1790,99	-826,27	188641,2	-3631,62	3762,288	-13,733
BASE	1046	COMB9	-1780,6	-1599,73	213667,7	-2551,7	-3746,62	15,7
BASE	1046	COMB10	2231,42	335,63	181777,3	-6120,54	4688,605	-5,093
BASE	1046	COMB11	-1333,97	-2712,49	103900,7	3552,243	-2806,13	-10,819
BASE	1046	COMB12	-129,93	-2244,03	114578,5	2220,376	-274,861	-16,95
BASE	1046	COMB13	135,5	801,14	145899,3	-5581,27	283,834	18,321
BASE	1046	COMB14	1339,53	1269,61	156577,1	-6913,14	2815,098	12,189
BASE	1046	COMB15	-2224,37	-2028,79	106058,4	1910,446	-4677,78	6,533
BASE	1046	COMB16	1789,1	-468,58	141892,2	-2532,22	3759,771	-13,904
BASE	1046	COMB17	-1783,53	-974,3	118585,6	-828,675	-3750,8	15,274
BASE	1046	COMB18	2229,93	585,91	154419,4	-5271,34	4686,756	-5,163
BASE	1050	DEAD	0,48	-799,4	144701,4	-1873,15	1,499	0,761
BASE	1050	LIVE	0,11	-242,53	26379,18	-836,256	0,001	0,063
BASE	1050	QX	-1540,75	-634,33	-1588,29	1468,821	-3241,32	7,926
BASE	1050	QY	-564,06	-1461,14	-3911,12	3449,639	-1186,89	-11,141
BASE	1050	COMB1	0,67	-1119,16	202582	-2622,41	2,099	1,066
BASE	1050	COMB2	0,75	-1347,33	215848,4	-3585,79	1,801	1,015
BASE	1050	COMB3	-1333,42	-3468,59	216022,2	1692,364	-2805,05	-10,302
BASE	1050	COMB4	-131,66	-2917,06	206987,3	679,677	-276,926	-16,538
BASE	1050	COMB5	133,03	513,44	193054,5	-6847,75	280,526	18,492
BASE	1050	COMB6	1334,79	1061,77	184598,4	-7867,93	2808,654	12,258
BASE	1050	COMB7	-2222,21	-2713	217557,2	-102,688	-4674,58	7,047
BASE	1050	COMB8	1783,64	-883,87	189128,9	-3500,16	3752,508	-13,733
BASE	1050	COMB9	-1782,26	-1534,14	213517,5	-2701,62	-3748,88	15,7
BASE	1050	COMB10	2223,58	309,38	182484,6	-6065,38	4678,183	-5,093
BASE	1050	COMB11	-1333,81	-2749,62	103401	3645,017	-2805,94	-10,819
BASE	1050	COMB12	-131,99	-2308,4	114334,9	2373,836	-277,614	-16,95
BASE	1050	COMB13	132,86	869,48	146127,7	-5745,5	280,312	18,321
BASE	1050	COMB14	1334,68	1310,7	157061,6	-7016,69	2808,641	12,189
BASE	1050	COMB15	-2222,6	-1997,22	105514,8	1842,472	-4675,47	6,533
BASE	1050	COMB16	1783,47	-527,83	142202,2	-2397,92	3752,294	-13,904
BASE	1050	COMB17	-1782,6	-911,09	118260,4	-973,748	-3749,6	15,274
BASE	1050	COMB18	2223,47	558,3	154947,8	-5214,14	4678,17	-5,163

BASE	1054	DEAD	-28,13	-774,16	140979,5	-1909,64	169,269	0,761
BASE	1054	LIVE	-9,47	-225,43	25405,59	-858,996	94,192	0,063
BASE	1054	QX	-1576,15	-593,25	-3461,12	1382,313	-3286,74	7,926
BASE	1054	QY	-576,75	-1481,52	-4704,63	3520,798	-1203,17	-11,141
BASE	1054	COMB1	-39,38	-1083,83	197371,3	-2673,5	236,977	1,066
BASE	1054	COMB2	-48,91	-1289,69	209824,4	-3665,96	353,831	1,015
BASE	1054	COMB3	-1411,92	-3427,9	208262,1	1679,126	-2523,24	-10,302
BASE	1054	COMB4	-180,53	-2910,2	200952,2	736,507	28,403	-16,538
BASE	1054	COMB5	94,08	601,34	188209,8	-7037,64	566,228	18,492
BASE	1054	COMB6	1325,36	1115,94	181463,9	-7987,9	3118,545	12,258
BASE	1054	COMB7	-2321,26	-2616,47	208829,8	-259,257	-4419,97	7,047
BASE	1054	COMB8	1783,06	-899,84	186108,3	-3423,6	4087,473	-13,733
BASE	1054	COMB9	-1870,01	-1422,95	205591,4	-2911,91	-3489,8	15,7
BASE	1054	COMB10	2234,81	307,61	180332,3	-6041,88	5014,6	-5,093
BASE	1054	COMB11	-1385,68	-2741,06	98832,7	3676,269	-2718,31	-10,819
BASE	1054	COMB12	-158,17	-2330,2	110978	2470,119	-143,315	-16,95
BASE	1054	COMB13	107,55	936,71	142785,1	-5907,48	447,999	18,321
BASE	1054	COMB14	1335,06	1347,57	154930,4	-7113,63	3022,999	12,189
BASE	1054	COMB15	-2295,13	-1932,73	99964,3	1730,247	-4614,37	6,533
BASE	1054	COMB16	1796,53	-564,48	140683,6	-2293,44	3969,245	-13,904
BASE	1054	COMB17	-1847,15	-829,02	113079,6	-1143,92	-3664,56	15,274
BASE	1054	COMB18	2244,51	539,24	153798,8	-5167,6	4919,054	-5,163
BASE	1058	DEAD	-160,46	-722,25	97374,36	-895,213	2998,958	0,761
BASE	1058	LIVE	-55,06	-193,1	9251,9	-281,912	1504,715	0,063
BASE	1058	QX	-1503,57	-533,09	5813,87	1269,084	-3175,15	7,926
BASE	1058	QY	-549,49	-1479,32	-1129,21	3554,583	-1161,39	-11,141
BASE	1058	COMB1	-224,65	-1011,15	136324,1	-1253,3	4198,542	1,066
BASE	1058	COMB2	-280,66	-1175,67	131652,3	-1525,32	6006,295	1,015
BASE	1058	COMB3	-1572,42	-3299,16	141506,7	3625,451	2805,19	-10,302
BASE	1058	COMB4	-388,25	-2832,07	130058,3	2699,125	5068,883	-16,538
BASE	1058	COMB5	-107	712,45	122143,9	-5411,46	5138,048	18,492
BASE	1058	COMB6	1076,53	1176,66	111085	-6341,37	7413,737	12,258
BASE	1058	COMB7	-2439,99	-2435,21	147435,4	1549,228	960,673	7,047
BASE	1058	COMB8	1505,39	-886,66	110410,1	-1548,97	8541,303	-13,733
BASE	1058	COMB9	-2003,52	-1245,96	143544,9	-1179,48	1719,61	15,7
BASE	1058	COMB10	1944,74	315,6	104766,8	-4261,56	9246,258	-5,093
BASE	1058	COMB11	-1421,72	-2675,6	74219,71	4440,91	-486,904	-10,819
BASE	1058	COMB12	-259,69	-2308,17	76208,98	3391,045	2190,645	-16,95
BASE	1058	COMB13	-29,15	1008,12	99064,88	-5002,43	3207,481	18,321
BASE	1058	COMB14	1132,88	1375,54	101054,1	-6052,29	5885,03	12,189
BASE	1058	COMB15	-2289,93	-1814,53	80537,91	2361,107	-2319,43	6,533
BASE	1058	COMB16	1583,24	-591	87331,08	-1139,94	6610,735	-13,904
BASE	1058	COMB17	-1872,08	-709,06	87942,77	-471,447	-1212,61	15,274
BASE	1058	COMB18	2001,09	514,48	94735,95	-3972,49	7717,551	-5,163

BASE	1064	DEAD	163,57	-727,02	97298,73	-889,306	-2993,13	0,761
BASE	1064	LIVE	47	-194,05	8915,66	-280,721	-1515,73	0,063
BASE	1064	QX	-1504,31	-545,38	-8304,02	1282,405	-3176,04	7,926
BASE	1064	QY	-551,32	-1478,17	-6234,87	3556,873	-1163,79	-11,141
BASE	1064	COMB1	229	-1017,83	136218,2	-1245,03	-4190,38	1,066
BASE	1064	COMB2	271,48	-1182,91	131023,5	-1516,32	-6016,93	1,015
BASE	1064	COMB3	-1035,58	-3309,86	128925	3642,789	-8308,04	-10,302
BASE	1064	COMB4	126,17	-2832,84	128494	2705,654	-5618,22	-16,538
BASE	1064	COMB5	360,39	699,88	122854,3	-5401,43	-4596,77	18,492
BASE	1064	COMB6	1522,8	1173,99	122812,4	-6342,12	-1918,92	12,258
BASE	1064	COMB7	-1903,46	-2458,11	126652,9	1576,581	-10127,2	7,047
BASE	1064	COMB8	1970,96	-876,53	126351,2	-1557,58	-1196,06	-13,733
BASE	1064	COMB9	-1481,45	-1269,51	126748,5	-1154,21	-9072,8	15,7
BASE	1064	COMB10	2390,03	325,15	124695,4	-4272,36	-87,766	-5,093
BASE	1064	COMB11	-1180,06	-2682,5	62019,34	4453,536	-5008,4	-10,819
BASE	1064	COMB12	4,26	-2305,81	75015,49	3393,677	-2731,63	-16,95
BASE	1064	COMB13	290,17	997,17	100122,2	-4994,43	-2656,01	18,321
BASE	1064	COMB14	1474,49	1373,86	113118,4	-6054,29	-379,237	12,189
BASE	1064	COMB15	-2047,29	-1833,66	60136,41	2383,771	-6839,55	6,533
BASE	1064	COMB16	1900,73	-579,24	103619,1	-1150,58	744,7	-13,904
BASE	1064	COMB17	-1606,3	-729,4	71518,63	-450,174	-6132,34	15,274
BASE	1064	COMB18	2341,72	525,02	115001,3	-3984,52	1451,914	-5,163
BASE	1068	DEAD	30,65	-773,19	141030,9	-1917,38	-164,194	0,761
BASE	1068	LIVE	3,69	-225,39	22239,23	-859,599	-102,198	0,063
BASE	1068	QX	-1577,48	-517,49	678,88	1216,897	-3287,81	7,926
BASE	1068	QY	-578,66	-1573,97	-3487,4	3734,348	-1205,45	-11,141
BASE	1068	COMB1	42,91	-1082,47	197443,2	-2684,33	-229,872	1,066
BASE	1068	COMB2	42,68	-1288,46	204819,8	-3676,21	-360,55	1,015
BASE	1068	COMB3	-1322,4	-3517,18	208362	1881,182	-3173,19	-10,302
BASE	1068	COMB4	-94,14	-3058,65	197819,3	1068,137	-597,034	-16,538
BASE	1068	COMB5	175,08	752,19	185133,2	-7389,04	-1,428	18,492
BASE	1068	COMB6	1403,47	1207,64	175154,6	-8209,76	2574,066	12,258
BASE	1068	COMB7	-2231,46	-2552,69	211589,2	-402,03	-5067,48	7,047
BASE	1068	COMB8	1863,1	-1033,26	178092,2	-3134,55	3517,772	-13,733
BASE	1068	COMB9	-1781,61	-1287,11	207398,9	-3220,87	-4119,19	15,7
BASE	1068	COMB10	2312,4	246,24	171363,3	-5918,88	4469,02	-5,093
BASE	1068	COMB11	-1344,36	-2830,96	102068,4	3883,539	-2973,13	-10,819
BASE	1068	COMB12	-111,87	-2479,13	110988	2805,895	-419,635	-16,95
BASE	1068	COMB13	167,04	1087,38	142867,6	-6257,18	124,086	18,321
BASE	1068	COMB14	1399,53	1439,22	151787,1	-7334,82	2677,577	12,189
BASE	1068	COMB15	-2253,3	-1869,57	105859,7	1592,658	-4868,08	6,533
BASE	1068	COMB16	1855,06	-698,07	135826,6	-2002,68	3643,285	-13,904
BASE	1068	COMB17	-1799,89	-693,68	118029	-1448,6	-3938,84	15,274
BASE	1068	COMB18	2308,47	477,82	147995,8	-5043,94	4572,531	-5,163



BASE	1072	DEAD	-0,37	-794,67	144481,9	-1892,06	0,362	0,761
BASE	1072	LIVE	-0,83	-242,58	22579,48	-837,282	-1,253	0,063
BASE	1072	QX	-1540,77	-488,2	-1164,19	1146,507	-3240,37	7,926
BASE	1072	QY	-563,76	-1630,12	-4330,96	3854,183	-1186,13	-11,141
BASE	1072	COMB1	-0,52	-1112,54	202274,7	-2648,89	0,506	1,066
BASE	1072	COMB2	-1,78	-1341,73	209505,5	-3610,13	-1,57	1,015
BASE	1072	COMB3	-1335,12	-3624,94	211545,8	2066,008	-2806,48	-10,302
BASE	1072	COMB4	-133,29	-3187,73	202195,6	1306,069	-279,019	-16,538
BASE	1072	COMB5	130,74	795,36	189719,9	-7521,59	277,382	18,492
BASE	1072	COMB6	1332,57	1229,39	180947,7	-8289,09	2804,845	12,258
BASE	1072	COMB7	-2224,2	-2582,61	213849,6	-390,409	-4675,84	7,047
BASE	1072	COMB8	1781,89	-1134,49	184368,1	-2945,61	3749,039	-13,733
BASE	1072	COMB9	-1784,45	-1272,18	210148,1	-3303,96	-3750,67	15,7
BASE	1072	COMB10	2221,65	190,24	178065,9	-5825,11	4674,199	-5,093
BASE	1072	COMB11	-1334,07	-2908,74	102855,1	4030,959	-2805,44	-10,819
BASE	1072	COMB12	-132,29	-2581,19	113443,4	3009,916	-277,932	-16,95
BASE	1072	COMB13	131,63	1150,78	146624	-6415,63	278,583	18,321
BASE	1072	COMB14	1333,4	1478,33	157212,4	-7436,67	2806,094	12,189
BASE	1072	COMB15	-2223,15	-1869,59	105736,8	1566,974	-4674,8	6,533
BASE	1072	COMB16	1782,78	-779,07	141272,2	-1839,66	3750,24	-13,904
BASE	1072	COMB17	-1783,44	-651,34	118795,3	-1566,06	-3749,59	15,274
BASE	1072	COMB18	2222,49	439,18	154330,6	-4972,69	4675,448	-5,163
BASE	1076	DEAD	1,22	-796,54	143680,7	-1892,79	2,481	0,761
BASE	1076	LIVE	-0,19	-245,09	22400,13	-834,258	-0,389	0,063
BASE	1076	QX	-1546,84	-453,35	-1311,6	1068,486	-3248,06	7,926
BASE	1076	QY	-566,31	-1672,89	-4489,68	3955,383	-1189,39	-11,141
BASE	1076	COMB1	1,7	-1115,16	201152,9	-2649,91	3,473	1,066
BASE	1076	COMB2	1,16	-1348	208257	-3606,16	2,355	1,015
BASE	1076	COMB3	-1338,02	-3671,99	210020,9	2169,182	-2809,99	-10,302
BASE	1076	COMB4	-131,57	-3261,83	200842,6	1470,152	-276,684	-16,538
BASE	1076	COMB5	134,12	859,94	188791,2	-7681,36	281,86	18,492
BASE	1076	COMB6	1340,57	1266,92	180187,6	-8387,97	2815,176	12,258
BASE	1076	COMB7	-2230,3	-2559,02	212338,2	-450,322	-4683,38	7,047
BASE	1076	COMB8	1791,2	-1201,09	183420,3	-2802,51	3761,001	-13,733
BASE	1076	COMB9	-1788,63	-1215,14	208799,8	-3442,77	-3755,78	15,7
BASE	1076	COMB10	2232,85	157,13	177295,6	-5760,89	4688,56	-5,093
BASE	1076	COMB11	-1338,56	-2952,16	101987,1	4131,543	-2811,08	-10,819
BASE	1076	COMB12	-131,94	-2651,92	112636,8	3171,307	-277,431	-16,95
BASE	1076	COMB13	134,13	1218,14	145988,4	-6578,33	281,897	18,321
BASE	1076	COMB14	1340,75	1518,39	156638,1	-7538,57	2815,546	12,189
BASE	1076	COMB15	-2230,83	-1842,38	104879,2	1504,467	-4684,46	6,533
BASE	1076	COMB16	1791,22	-842,89	140617,5	-1699,47	3761,037	-13,904
BASE	1076	COMB17	-1789,03	-590,89	118007,7	-1707,55	-3756,57	15,274
BASE	1076	COMB18	2233,02	408,6	153746	-4911,49	4688,929	-5,163

BASE	1080	DEAD	3,67	-790,57	144588,1	-1903,64	5,757	0,761
BASE	1080	LIVE	0,47	-242,18	22582,31	-838,316	0,491	0,063
BASE	1080	QX	-1540,84	-417,74	-1486,91	989,607	-3240,51	7,926
BASE	1080	QY	-564,14	-1712,72	-4742,5	4053,233	-1186,66	-11,141
BASE	1080	COMB1	5,14	-1106,8	202423,3	-2665,09	8,06	1,066
BASE	1080	COMB2	5,16	-1336,17	209637,4	-3625,67	7,694	1,015
BASE	1080	COMB3	-1328,88	-3698,91	211031,1	2246,922	-2798,19	-10,302
BASE	1080	COMB4	-127,29	-3316,94	201925,1	1610,187	-271,005	-16,538
BASE	1080	COMB5	137,04	935,21	190250,9	-7855,55	285,804	18,492
BASE	1080	COMB6	1338,65	1314,02	181723,3	-8499,9	2813,012	12,258
BASE	1080	COMB7	-2217,69	-2517,31	213415,3	-533,363	-4667,21	7,047
BASE	1080	COMB8	1787,66	-1253,3	184748,9	-2678,02	3756,805	-13,733
BASE	1080	COMB9	-1777,84	-1142,65	210029,6	-3601,61	-3741,9	15,7
BASE	1080	COMB10	2227,45	135,59	178760,7	-5712	4682,012	-5,093
BASE	1080	COMB11	-1331,54	-2985,55	102274,3	4219,807	-2802,11	-10,819
BASE	1080	COMB12	-129,44	-2712,68	113121,5	3320,369	-274,132	-16,95
BASE	1080	COMB13	136,05	1289,65	147137,1	-6746,92	284,495	18,321
BASE	1080	COMB14	1338,15	1562,53	157984,3	-7646,36	2812,475	12,189
BASE	1080	COMB15	-2220,34	-1807,12	105236,9	1431,907	-4671,11	6,533
BASE	1080	COMB16	1786,67	-898,86	141635,1	-1569,39	3755,496	-13,904
BASE	1080	COMB17	-1780,06	-524,16	118623,4	-1857,16	-3745,13	15,274
BASE	1080	COMB18	2226,94	384,09	155021,7	-4858,46	4681,475	-5,163
BASE	1084	DEAD	-33,11	-764,23	140948	-1941,54	162,617	0,761
BASE	1084	LIVE	-4,09	-224,4	22245,31	-861,94	101,379	0,063
BASE	1084	QX	-1577,02	-378,25	-3308,84	905,349	-3287,15	7,926
BASE	1084	QY	-576,9	-1729,97	-5513,66	4120,224	-1203,09	-11,141
BASE	1084	COMB1	-46,36	-1069,92	197327,2	-2718,15	227,664	1,066
BASE	1084	COMB2	-46,28	-1276,11	204730,1	-3708,95	357,347	1,015
BASE	1084	COMB3	-1413,8	-3652,58	204066,9	2226,362	-2525,09	-10,302
BASE	1084	COMB4	-181,38	-3303,28	196640,5	1658,039	27,336	-16,538
BASE	1084	COMB5	93,73	1020,35	186125,4	-8041,61	565,702	18,492
BASE	1084	COMB6	1326,02	1366,59	179262,7	-8617,7	3118,782	12,258
BASE	1084	COMB7	-2323,77	-2419,46	205509,5	-691,408	-4422,24	7,047
BASE	1084	COMB8	1783,92	-1264,05	182399,2	-2608,47	4087,759	-13,733
BASE	1084	COMB9	-1872,17	-1032,64	202903,7	-3810,05	-3491,79	15,7
BASE	1084	COMB10	2236,12	136,53	177256,3	-5692,16	5015,274	-5,093
BASE	1084	COMB11	-1389,98	-2972,71	97816,59	4245,458	-2723,39	-10,819
BASE	1084	COMB12	-162,12	-2728,87	109841	3409,203	-148,521	-16,95
BASE	1084	COMB13	102,52	1353,26	143865,4	-6903,97	441,232	18,321
BASE	1084	COMB14	1330,38	1597,1	155889,8	-7740,23	3016,102	12,189
BASE	1084	COMB15	-2300,08	-1742,64	99822,98	1319,921	-4619,88	6,533
BASE	1084	COMB16	1792,71	-931,14	140139,3	-1470,83	3963,289	-13,904
BASE	1084	COMB17	-1852,31	-444,47	113567,2	-2023,94	-3670,58	15,274
BASE	1084	COMB18	2240,48	367,04	153883,4	-4814,69	4912,594	-5,163
BASE	1098	DEAD	50,65	-755,08	131185,8	-1958,44	-131,825	0,761
BASE	1098	LIVE	9,23	-224,53	18431,39	-861,847	-92,018	0,063

BASE	1098	QX	-1572,47	-301,69	812,39	739,586	-3286,18	7,926
BASE	1098	QY	-576,99	-1818,3	-4302,22	4331,957	-1205,08	-11,141
BASE	1098	COMB1	70,91	-1057,11	183660,1	-2741,82	-184,555	1,066
BASE	1098	COMB2	75,55	-1265,34	186913,1	-3729,09	-305,418	1,015
BASE	1098	COMB3	-1285,74	-3725,33	190256,1	2414,24	-3118,2	-10,302
BASE	1098	COMB4	-62,81	-3436,4	180308,3	1976,412	-545,616	-16,538
BASE	1098	COMB5	202,84	1175,15	171400,3	-8400,37	45,201	18,492
BASE	1098	COMB6	1425,97	1461,06	161977,2	-8846,03	2617,253	12,258
BASE	1098	COMB7	-2191,82	-2342,2	194385,7	-846,984	-5011,47	7,047
BASE	1098	COMB8	1885,19	-1387,9	162756,7	-2329,26	3562,258	-13,733
BASE	1098	COMB9	-1744,25	-886,93	191313,3	-4129,95	-4065,05	15,7
BASE	1098	COMB10	2331,85	80,96	157322,9	-5576,97	4511,054	-5,093
BASE	1098	COMB11	-1325,16	-3050,78	93638,01	4443,318	-2947,61	-10,819
BASE	1098	COMB12	-95,24	-2866,04	101793,8	3735,226	-393,223	-16,95
BASE	1098	COMB13	186,41	1506,9	134340,6	-7260,42	155,938	18,321
BASE	1098	COMB14	1416,33	1691,63	142496,3	-7968,51	2710,326	12,189
BASE	1098	COMB15	-2231,04	-1670,67	98292,29	1174,261	-4841,41	6,533
BASE	1098	COMB16	1868,77	-1056,15	125696,9	-1189,31	3672,995	-13,904
BASE	1098	COMB17	-1777,6	-302,99	110437,5	-2335,88	-3910,28	15,274
BASE	1098	COMB18	2322,21	311,53	137842,1	-4699,46	4604,126	-5,163
BASE	1102	DEAD	-1,04	-769,95	135759,7	-1936,18	6,022	0,761
BASE	1102	LIVE	-0,95	-241,41	19352,28	-837,877	1,833	0,063
BASE	1102	QX	-1535,21	-270,56	-1034,03	666,679	-3238,61	7,926
BASE	1102	QY	-561,7	-1876,19	-5153,48	4454,721	-1185,45	-11,141
BASE	1102	COMB1	-1,45	-1077,92	190063,5	-2710,66	8,431	1,066
BASE	1102	COMB2	-2,76	-1310,19	193875,2	-3664,02	10,16	1,015
BASE	1102	COMB3	-1331,28	-3825,41	195525	2599,417	-2794,18	-10,302
BASE	1102	COMB4	-133,74	-3559,7	186692,6	2216,876	-268,494	-16,538
BASE	1102	COMB5	129,37	1229,01	177835,1	-8539,47	286,614	18,492
BASE	1102	COMB6	1326,9	1491,63	169545,8	-8929,76	2812,328	12,258
BASE	1102	COMB7	-2217,18	-2361,2	198730,7	-839,956	-4662,58	7,047
BASE	1102	COMB8	1774,6	-1484,51	170873,2	-2137,68	3756,453	-13,733
BASE	1102	COMB9	-1779	-860,04	196098,2	-4219,77	-3738,23	15,7
BASE	1102	COMB10	2212,8	30,51	165797,1	-5482,64	4680,703	-5,093
BASE	1102	COMB11	-1329,72	-3125,11	95259,99	4591,259	-2799,61	-10,819
BASE	1102	COMB12	-132,32	-2965,66	105162,4	3941,525	-273,085	-16,95
BASE	1102	COMB13	130,46	1579,75	139205	-7426,66	283,925	18,321
BASE	1102	COMB14	1327,85	1739,2	149107,4	-8076,39	2810,446	12,189
BASE	1102	COMB15	-2215,62	-1663,98	99008,69	1144,141	-4667,98	6,533
BASE	1102	COMB16	1775,7	-1133,76	132243,1	-1024,87	3753,765	-13,904
BASE	1102	COMB17	-1777,56	-252,14	112124,3	-2460,27	-3742,93	15,274
BASE	1102	COMB18	2213,75	278,08	145358,7	-4629,27	4678,821	-5,163
BASE	1106	DEAD	4,16	-771,5	135831,5	-1938,24	14,058	0,761
BASE	1106	LIVE	0,03	-244,08	19105,62	-834,996	3,671	0,063
BASE	1106	QX	-1540,38	-235,63	-1169,24	588,552	-3245,5	7,926
BASE	1106	QY	-563,89	-1918,97	-5292,84	4556,241	-1188,38	-11,141

BASE	1106	COMB1	5,83	-1080,11	190164,1	-2713,54	19,682	1,066
BASE	1106	COMB2	5,04	-1316,34	193566,8	-3661,89	22,744	1,015
BASE	1106	COMB3	-1328,16	-3872,17	195141,5	2701,024	-2787,99	-10,302
BASE	1106	COMB4	-126,96	-3633,61	186409,4	2379,569	-257,493	-16,538
BASE	1106	COMB5	137	1293,83	177797,4	-8701,34	298,576	18,492
BASE	1106	COMB6	1338,22	1529,31	169608,7	-9030,55	2829,127	12,258
BASE	1106	COMB7	-2216,78	-2337,25	198350,6	-901,82	-4660,03	7,047
BASE	1106	COMB8	1787,27	-1551,02	170828,5	-1995,95	3775,118	-13,733
BASE	1106	COMB9	-1777,15	-802,64	195823,3	-4360,71	-3733,78	15,7
BASE	1106	COMB10	2226,83	-2,53	165856,2	-5419,96	4701,111	-5,093
BASE	1106	COMB11	-1330,67	-3168,27	95080,26	4691,213	-2800,04	-10,819
BASE	1106	COMB12	-128,89	-3036,17	105093	4102,28	-267,603	-16,95
BASE	1106	COMB13	136,38	1647,47	139403,7	-7591,12	292,909	18,321
BASE	1106	COMB14	1338,16	1779,57	149416,4	-8180,05	2825,343	12,189
BASE	1106	COMB15	-2219,27	-1636,43	98832,73	1080,616	-4672,02	6,533
BASE	1106	COMB16	1786,65	-1197,38	132434,9	-885,724	3769,45	-13,904
BASE	1106	COMB17	-1779,16	-191,32	112061,9	-2603,11	-3744,15	15,274
BASE	1106	COMB18	2226,77	247,73	145664	-4569,45	4697,327	-5,163
BASE	1151	DEAD	12,19	144,13	142958,4	1122,623	14,598	0,761
BASE	1151	LIVE	2,12	7,72	20199,36	363,564	2,474	0,063
BASE	1151	QX	-1583,32	-563,87	-1374,74	1213,704	-3325,78	7,926
BASE	1151	QY	-519,64	-2088,04	-4869,7	4500,825	-1090,59	-11,141
BASE	1151	COMB1	17,07	201,78	200141,7	1571,672	20,437	1,066
BASE	1151	COMB2	18,02	185,3	203869	1928,85	21,475	1,015
BASE	1151	COMB3	-1274,45	-2732,07	206326,4	8203,522	-2692,63	-10,302
BASE	1151	COMB4	-40,33	-2302,48	197248,6	7177,127	-99,563	-16,538
BASE	1151	COMB5	73,82	2663,82	186250,1	-3755,7	139,545	18,492
BASE	1151	COMB6	1308	3093,99	177744,2	-4777,61	2732,674	12,258
BASE	1151	COMB7	-2242,45	-1345,66	208935	5207,751	-4726,72	7,047
BASE	1151	COMB8	1871,45	87,98	180343,7	1799,531	3917,021	-13,733
BASE	1151	COMB9	-1837,73	275,95	205728,4	1642,099	-3876,78	15,7
BASE	1151	COMB10	2275,95	1707	174563,8	-1786,33	4766,699	-5,093
BASE	1151	COMB11	-1283,84	-2825,69	100923,8	7170,874	-2703,81	-10,819
BASE	1151	COMB12	-48,03	-2376,21	111574,4	6299,401	-108,723	-16,95
BASE	1151	COMB13	69,98	2635,64	145750,7	-4278,68	134,998	18,321
BASE	1151	COMB14	1305,79	3085,12	156401,2	-5150,15	2730,083	12,189
BASE	1151	COMB15	-2251,79	-1438,7	104104,3	4179,594	-4737,83	6,533
BASE	1151	COMB16	1867,6	59,8	139844,2	1276,554	3912,474	-13,904
BASE	1151	COMB17	-1845,65	199,63	117480,8	744,166	-3886,2	15,274
BASE	1151	COMB18	2273,74	1698,13	153220,8	-2158,87	4764,109	-5,163
BASE	2505	DEAD	-60,13	-1042,6	137184	-2092,82	-71,937	0,761
BASE	2505	LIVE	-13,92	-252,58	8722,16	-745,152	-16,702	0,063
BASE	2505	QX	-1404,37	-461,99	2470,88	1048,1	-3101,1	7,926
BASE	2505	QY	-435,4	-1928,09	10206,63	4337,529	-960,212	-11,141
BASE	2505	COMB1	-84,19	-1459,64	192057,6	-2929,95	-100,711	1,066
BASE	2505	COMB2	-94,42	-1655,25	178576,2	-3703,62	-113,047	1,015

BASE	2505	COMB3	-1208,83	-4346,78	208152,8	2477,092	-2571,52	-10,302
BASE	2505	COMB4	-109,15	-3912,4	196485,5	1808,164	-147,555	-16,538
BASE	2505	COMB5	-63	905,01	150200,4	-8321,23	-58,496	18,492
BASE	2505	COMB6	1036,44	1335,22	139081,8	-8998,53	2365,182	12,258
BASE	2505	COMB7	-2090,35	-3008,47	200564,5	-507,918	-4519,44	7,047
BASE	2505	COMB8	1574,55	-1572,7	163273,9	-2762,09	3559,605	-13,733
BASE	2505	COMB9	-1747,78	-1453,47	185881,4	-3788,64	-3766,95	15,7
BASE	2505	COMB10	1918,2	1,07	146121,4	-6005,15	4313,39	-5,093
BASE	2505	COMB11	-1159,07	-3472,81	117669	4469,563	-2511,95	-10,819
BASE	2505	COMB12	-67,69	-3182,31	124933	3511,826	-97,907	-16,95
BASE	2505	COMB13	-40,55	1305,64	121998,2	-7278,9	-31,579	18,321
BASE	2505	COMB14	1050,83	1596,14	129262,2	-8236,63	2382,459	12,189
BASE	2505	COMB15	-2040,83	-2138,67	110629,5	1476,182	-4460,15	6,533
BASE	2505	COMB16	1597,01	-1172,07	135071,6	-1719,76	3586,521	-13,904
BASE	2505	COMB17	-1705,25	-704,61	111859,6	-2047,31	-3716,01	15,274
BASE	2505	COMB18	1932,59	261,99	136301,7	-5243,25	4330,667	-5,163
BASE	2506	DEAD	674,63	-1176,31	192584,9	-1968,2	-46,971	0,761
BASE	2506	LIVE	105,22	-307,59	12182,81	-682,673	-55,683	0,063
BASE	2506	QX	-1309,23	-426,49	6872,05	972,92	-2999,35	7,926
BASE	2506	QY	-348,8	-2003,94	15411,66	4499,261	-851,914	-11,141
BASE	2506	COMB1	944,48	-1646,83	269618,8	-2755,47	-65,759	1,066
BASE	2506	COMB2	977,9	-1903,71	250594,4	-3454,11	-145,457	1,015
BASE	2506	COMB3	51,92	-4667,05	294887,7	2888,742	-2396,33	-10,302
BASE	2506	COMB4	1025,22	-4250,87	275853,9	2269,606	-53,502	-16,538
BASE	2506	COMB5	804,31	812,56	210715,4	-8358,62	-170,593	18,492
BASE	2506	COMB6	1780,31	1224,03	192452	-8985,63	2172,043	12,258
BASE	2506	COMB7	-824,77	-3226,87	286346,3	-312,356	-4350,3	7,047
BASE	2506	COMB8	2427,44	-1853,33	225147,3	-2399,1	3458,565	-13,733
BASE	2506	COMB9	-585,76	-1606,15	264888,5	-3725,34	-3683,51	15,7
BASE	2506	COMB10	2654,3	-211,45	200223,1	-5776,66	4126,205	-5,093
BASE	2506	COMB11	-455,37	-3658,38	167924,3	4744,46	-2312,65	-10,819
BASE	2506	COMB12	611,03	-3404,54	175467,3	3853,713	23,694	-16,95
BASE	2506	COMB13	603,3	1287,18	171185,6	-7396,46	-108,241	18,321
BASE	2506	COMB14	1669,7	1541,03	178728,5	-8287,21	2228,101	12,189
BASE	2506	COMB15	-1329,36	-2222,9	160153,2	1535,489	-4266,81	6,533
BASE	2506	COMB16	2226,42	-1378,71	185617,5	-1436,95	3520,918	-13,904
BASE	2506	COMB17	-1012,1	-738,64	161035,3	-2105,8	-3605,47	15,274
BASE	2506	COMB18	2543,69	105,55	186499,6	-5078,24	4182,264	-5,163
BASE	2507	DEAD	-692,47	-1211,59	204146,1	-1926,86	13,923	0,761
BASE	2507	LIVE	-100,56	-298,37	12109	-695,087	60,186	0,063
BASE	2507	QX	-1329,45	-357,69	288,63	816,691	-3031,71	7,926
BASE	2507	QY	-462,04	-2097,28	14267,82	4718,913	-1005,75	-11,141
BASE	2507	COMB1	-969,45	-1696,23	285804,6	-2697,6	19,492	1,066
BASE	2507	COMB2	-991,86	-1931,29	264349,7	-3424,37	113,005	1,015
BASE	2507	COMB3	-2154,52	-4799,97	306367	3156,754	-2410,86	-10,302
BASE	2507	COMB4	-1068,39	-4434,95	291647,5	2656,542	-47,114	-16,538

BASE	2507	COMB5	-794,65	930,4	222521,2	-8671,17	200,9	18,492
BASE	2507	COMB6	288,71	1290,58	208618,3	-9179,09	2564,702	12,258
BASE	2507	COMB7	-2941,1	-3212,1	292829,3	-386,56	-4254,54	7,047
BASE	2507	COMB8	671,27	-2009,5	246146	-2076,41	3624,775	-13,733
BASE	2507	COMB9	-2546,78	-1516,86	271697,3	-3972,9	-3470,74	15,7
BASE	2507	COMB10	1078,05	-292,45	221339,3	-5628,07	4408,327	-5,093
BASE	2507	COMB11	-1641,25	-3779,5	172586,9	5000,247	-2479,34	-10,819
BASE	2507	COMB12	-650,68	-3581,68	186039,6	4234,129	-113,676	-16,95
BASE	2507	COMB13	-595,76	1400,81	181423,4	-7702,47	138,737	18,321
BASE	2507	COMB14	394,81	1598,63	194876,1	-8468,59	2504,404	12,189
BASE	2507	COMB15	-2430,59	-2196,48	159865,8	1449,225	-4322,97	6,533
BASE	2507	COMB16	870,16	-1539,09	205048,3	-1107,71	3562,612	-13,904
BASE	2507	COMB17	-2116,6	-641,78	162414,7	-2360,63	-3537,55	15,274
BASE	2507	COMB18	1184,16	15,61	207597,2	-4917,56	4348,029	-5,163
BASE	2508	DEAD	8,91	-1151,36	145754,6	-1963,7	-4,713	0,761
BASE	2508	LIVE	6,95	-253,5	8721,69	-745,415	5,694	0,063
BASE	2508	QX	-1398,45	-312,3	2788,45	721,575	-3097,07	7,926
BASE	2508	QY	-423,78	-2119,05	11598,85	4774,278	-945,868	-11,141
BASE	2508	COMB1	12,47	-1611,91	204056,5	-2749,18	-6,599	1,066
BASE	2508	COMB2	21,81	-1787,23	188860,3	-3549,1	3,454	1,015
BASE	2508	COMB3	-1077,33	-4684,4	221656,5	3091,57	-2438,16	-10,302
BASE	2508	COMB4	12,83	-4359,06	209132,9	2668,164	-22,105	-16,538
BASE	2508	COMB5	22,46	1088,79	158121,6	-8871,87	22,18	18,492
BASE	2508	COMB6	1112,65	1409,52	146181,1	-9303,13	2438,213	12,258
BASE	2508	COMB7	-1964,32	-3035,65	213056	-588,535	-4395,73	7,047
BASE	2508	COMB8	1669,65	-1964,62	173011,2	-2022,8	3657,716	-13,733
BASE	2508	COMB9	-1634,21	-1326,37	196866,9	-4216,25	-3657,73	15,7
BASE	2508	COMB10	1999,6	-234,62	154198,5	-5615,17	4395,809	-5,093
BASE	2508	COMB11	-1089,59	-3744,69	126065	5007,348	-2441,04	-10,819
BASE	2508	COMB12	1,79	-3578,24	133655,6	4312,952	-25,64	-16,95
BASE	2508	COMB13	14,24	1505,78	128702,8	-7847,61	17,156	18,321
BASE	2508	COMB14	1105,63	1672,23	136293,4	-8542	2432,557	12,189
BASE	2508	COMB15	-1976,54	-2100,54	118047,5	1319,389	-4398,64	6,533
BASE	2508	COMB16	1661,43	-1547,63	143592,4	-998,538	3652,692	-13,904
BASE	2508	COMB17	-1645,4	-524,83	118766	-2536,12	-3661,18	15,274
BASE	2508	COMB18	1992,58	28,09	144310,8	-4854,04	4390,153	-5,163

The logo of Institut Teknologi Nasional Malang is a shield-shaped emblem. It features a central torch with a flame, set against a background of stylized wings or leaves. Below the torch is a book. The entire emblem is encircled by a border containing the text 'INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL' at the top and 'MALANG' at the bottom.

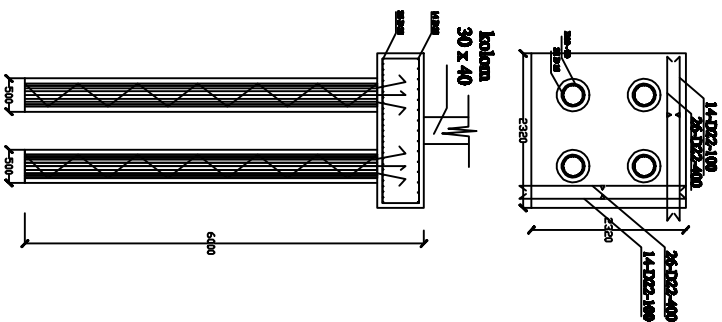
## **LAMPIRAN**

***(Boring Log dan Output ETABS)***

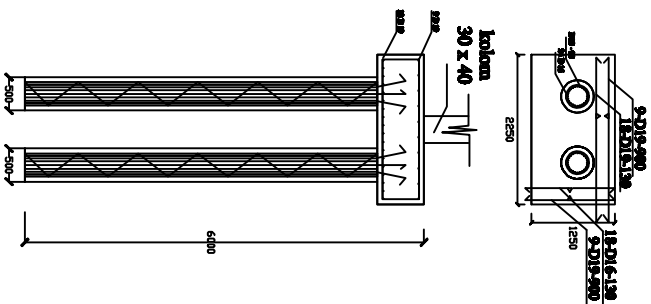


INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL 41

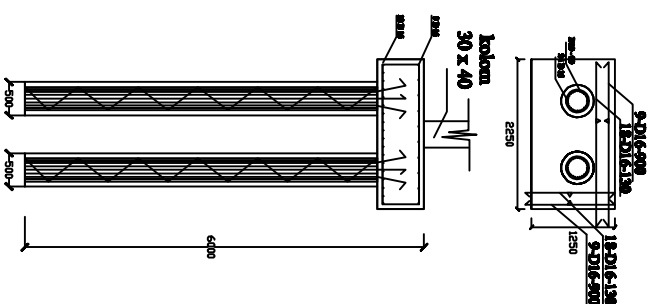
PONDASI TИPE 1



PONDASI TИPE 2

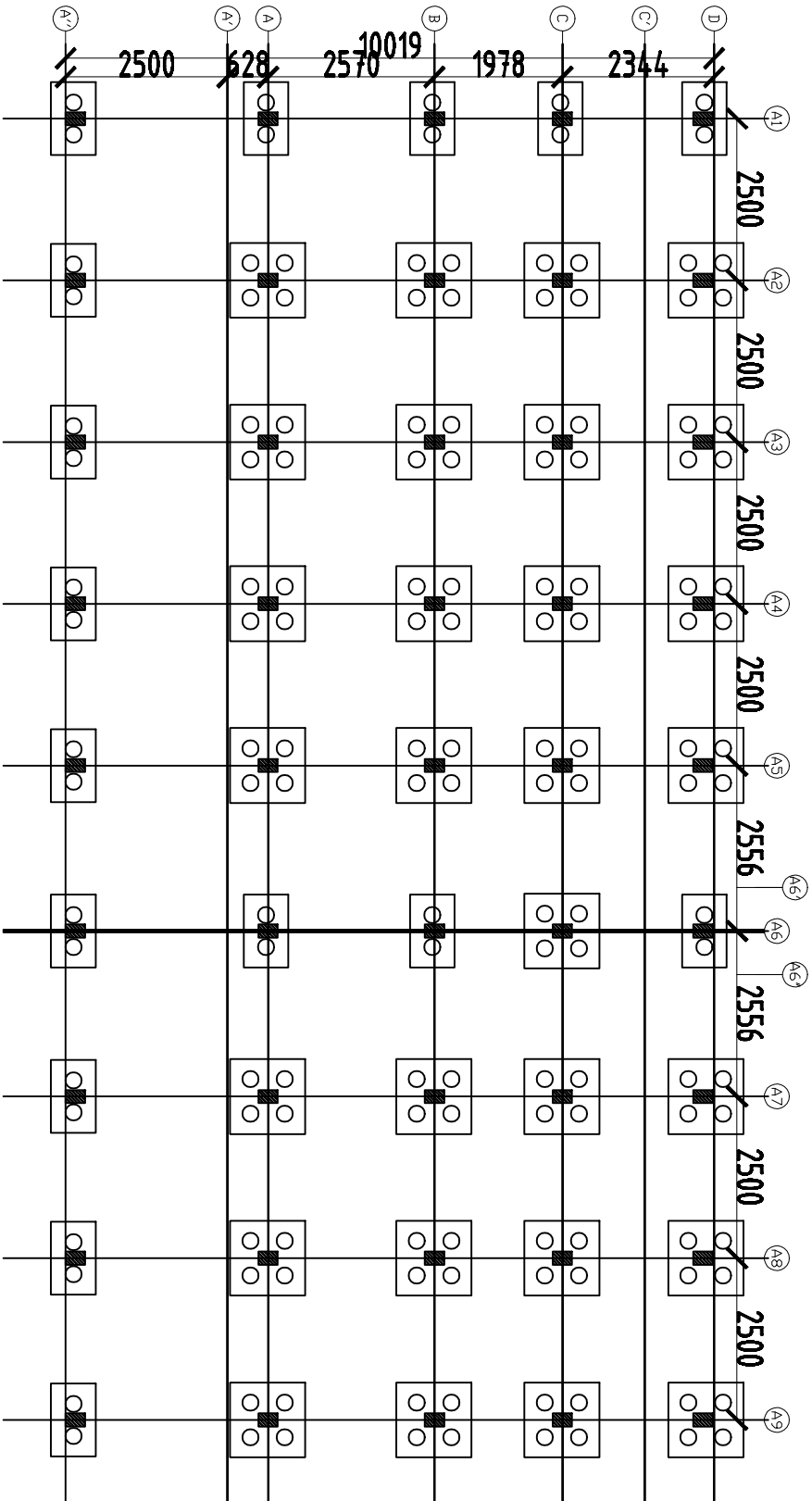


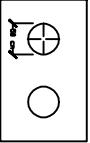
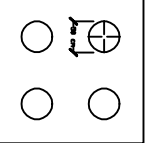
PONDASI TИPE 3



GAMBAR TUGAS PONDASI	
SEKALA	NOTES
1 : 100	





TYPE PONDASI TIANG BOR	DIMENSI TIANG BOR		DAYA DUKUNG AKSIAL	MUTU BETON
	Diameter	Kedalaman		
	500 mm	6000 mm	306 Ton	41,5 MPa
	500 mm	6000 mm	153 Ton	41,5 MPa



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

MATA KULIAH

SKRIPSI  
"STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN  
PONDASI TIANG BOR PADA BANGUNAN RUKO  
PROYEK CENTRAL BUSINESS DISTRICT SURABAYA"

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. Sudirman Indra, M.sc

Moh. Erfan, ST.,MT.

DOSEN PEMBAHAS :

Ir. A. Agus Santosa, MT.

Ir. Ester Priksasari, MT.

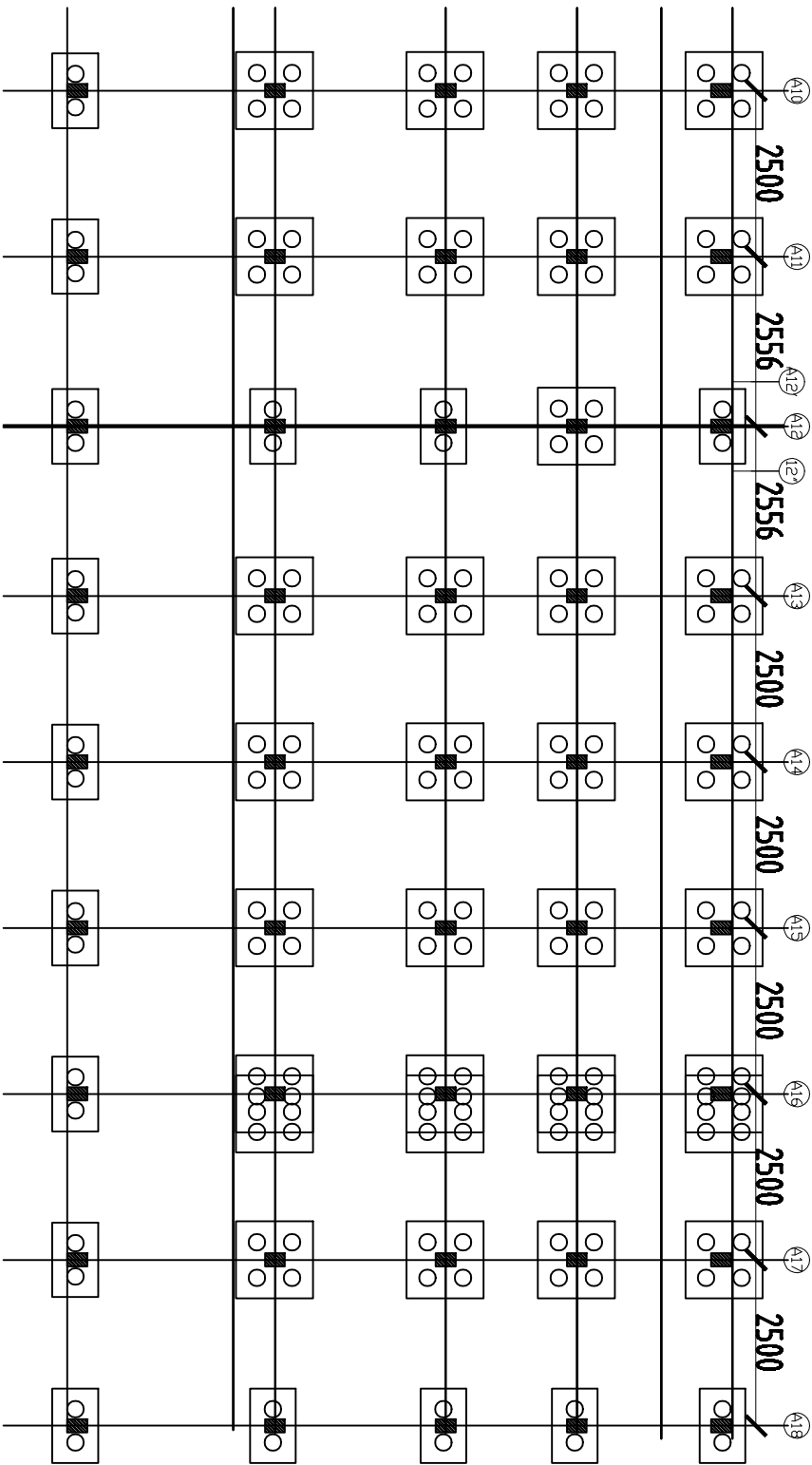
DI GAMBAR OLEH :

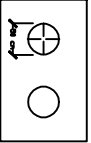
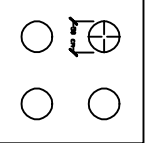
Agapsia Enzella Manoppo ( 13.21.125 )

JUDUL GAMBAR

SKALA	NOLEMBAR
-------	----------

1 : 200



TYPE PONDASI TIANG BOR	DIMENSI TIANG BOR		DAYA DUKUNG AKSIAL	MUTU BETON
	Diameter	Kedalaman		
	500 mm	6000 mm	306 Ton	41,5 MPa
	500 mm	6000 mm	153 Ton	41,5 MPa



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

**MATA KULIAH**

**SKRIPSI**  
"STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN  
PONDASI TIANG BOR PADA BANGUNAN RUKO  
PROYEK CENTRAL BUSINESS DISTRICT SURABAYA"

**DOSEN PEMBIMBING :**

**Ir. Sudirman Indra, M.sc**

**Moh. Erfan, ST.,MT.**

**DOSEN PEMBAHAS :**

**Ir. A. Agus Santosa, MT.**

**Ir. Ester Priksasari, MT.**


**DI GAMBAR OLEH :**

**Agapsia Enzella Manoppo ( 13.21.125 )**

**JUDUL GAMBAR**

<b>SKALA</b>	<b>NOLEMBAR</b>
--------------	-----------------

**1 : 200**

The logo of Institut Teknologi Nasional Malang is a shield-shaped emblem. It features a central torch with a flame, set against a background of stylized wings or leaves. Below the torch is a book. The entire emblem is encircled by the text "INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL" at the top and "MALANG" at the bottom.

# **LAMPIRAN**

## **(Gambar Kerja)**

GROUND WATER LEVEL : unrecorded

GROUND SURFACE LEVEL : ± 0.00 m

Temporary Data

○	= Wn	= Moisture content, %
●	= Wp	= Plastic limit, %
Δ	= Wt	= Liquid limit, %
γ		= Bulk density, t/m <sup>3</sup>
Gs		= Specific gravity
eo		= Void ratio
Sr		= Saturation, %